

OBRAS PÚBLICAS

RÍA DEL GUADALQUIVIR Y PUERTO DE SEVILLA

PROYECTO

DE

MUELLE

EN LA CORTA DE TABLADA

INGENIERO

Don Juan Manuel de Zafra

AÑO 1901

OBRAS PÚBLICAS

RÍA DEL GUADALQUIVIR Y PUERTO DE SEVILLA

OBRAS PÚBLICAS

RÍA DEL GUADALQUIVIR Y PUERTO DE SEVILLA

PROYECTO

DE

M U E L L E

EN LA CORTA DE TABLADA

DOCUMENTO NÚM. I.

MEMORIA DESCRIPTIVA

618610808

SEVILLA

IMPRENTA DE GIRONÉS, LAGAR 5.

1902



MEMORIA

CAPÍTULO PRIMERO

CONSIDERACIONES GENERALES

§ I

AMPLIACIÓN DEL PUERTO

El objeto de este Proyecto estudiar en general el emplazamiento, sistema y disposición del nuevo puerto que Sevilla necesita, y en particular, el muelle que inmediatamente ha de construirse como primer elemento de aquél.

En la actualidad, el puerto de Sevilla sólo dispone de unos 1.750 metros de línea de atraque en la margen izquierda, que sirve para la casi totalidad del tráfico, utilizándose también, para depósito de carbones, unos 500 metros de la margen derecha, pero sin más medios de atraque ó de servicio que ligeros espigones. (Véase la hoja número 1.)

El embarque de minerales, que por sí sólo representa más de la mitad del tráfico de Sevilla, se efectúa por tres grupos de espigones de madera. Aunque los medios son de carácter provisional, el servicio se hace con regularidad á expensas de ciertos inconvenientes. Este tráfico está llamado á desarrollarse notablemente, y requerirá instalaciones especiales, que no podrían desenvolverse en el mismo emplazamiento que hoy ocupan, ni en la margen de Triana, para los minerales de Cala, Aznalcóllar y Castillo de las Guardas, el día, no muy lejano, en que entren en explotación.

Á no ser por esta diversidad de procedencias, y por la diversidad de material móvil de los ferrocarriles que hacen este tráfico, sería, indudablemente, lo mejor proyectar desde luego una instalación nueva en las márgenes de la Corta. Este punto no puede resolverse por el momento, interin las minas aludidas, y otras de cuya explotación se trata, no estén más próximas á realizarlo. De todas maneras, la Corta es el único emplazamiento en que podrá resolverse el problema de un modo enteramente satisfactorio, el día en que se necesite una instalación definitiva.

El tráfico de mercancías generales, el más irregular por su índole y por las condiciones especiales del comercio de Sevilla, dispone de un muelle de 1.512 metros de longitud. De ellos, 136, que constituyen la ampliación últimamente aprobada, y 126

la reconstrucción del trozo hundido en 1892, se están ejecutando en la actualidad. La insuficiencia de extensión y de condiciones á propósito de la zona de servicio, son sobrado conocidas y no necesitamos insistir sobre ellas. Unicamente debemos tratar aquí de fijar los límites y condiciones que, por ahora, haya de tener la zona de ampliación del puerto.

El tráfico marítimo tiene grandísimas irregularidades, y exige en un momento dado zona de atraque y medios para embarque y depósito de mercancías, que después quedan, durante largo tiempo, sin utilización. Si antes podía imponerse á los barcos de vela largos plazos de espera, hasta que pudieran descargar sus mercancías, hoy, que la casi totalidad del tráfico, sobre todo el de más importancia por la clase de mercancías, se hace por buques de vapor, que representan capitales crecidos, y que sólo pueden permanecer improductivos durante corto tiempo, es indispensable que las instalaciones de los puertos respondan, por su número y por su disposición, no al tráfico medio, sino al máximo que con ellas se haya de servir.

Cuando se construía el actual muelle de Sevilla, se criticó por muchos el desarrollo enorme para aquella época, 1868, que D. Manuel Pastor le dió. Sobró, es verdad, línea de atraque durante varios años; pero bien pronto resultó insuficiente, y hace muchos que la escasez de medios de que en él se dispone levanta repetidas y justas quejas entre los navieros y comerciantes en determinadas épocas del año, aunque en otras se vean grandes claros sin buques y sin mercancías.

El aumento de tráfico, desde entonces acá, ha sido desde 127.000 toneladas de arqueo y 150.000 toneladas métricas de mercancías en 1871, hasta 734.000 y 690.000, respectivamente, en 1900; habiendo alcanzado ya, en 1897-98, 764.000 y 700.000 unidades análogas. Este desarrollo se debe, en una gran parte, cerca de 400.000 toneladas, á la exportación de minerales, y en otra, relativamente pequeña todavía, pero que sin duda ninguna ha de seguir creciendo, cada vez más, al tráfico de mercancías generales, que aquí, como en todas partes, se desarrolla al calor de un movimiento intenso de exportación y favorecido por el gran número de buques que, tengan ó no cargamento, han de venir al puerto á tomar mineral.

Otro elemento, más importante aún, ha de contribuir al desarrollo del movimiento comercial de Sevilla: la mejora de la navegación del Guadalquivir, que ha de dar un gran paso, una vez aprobado y en ejecución el proyecto general. Un aumento de algunos piés de calado, permitirá que arriben á Sevilla buques que hoy no pueden hacerlo, y, merced á los cuales, puedan aprovecharse las ventajosísimas condiciones que la situación de nuestro puerto ofrece, para el establecimiento de depósitos comerciales y de un gran centro de importación.

Hay, por lo tanto, que prever el tráfico máximo que con el muelle se haya de servir, y el desarrollo que ese mismo tráfico ha de ir teniendo.

No se puede pensar en construir un muelle definitivo, por trozos pequeños, que se vayan sucesivamente aumentando á medida que el tráfico lo exija. Débese, sí, en lugar de construir, desde luego, la totalidad de obra que, al cabo de un período largo, haya de ser necesaria, subdividiéndola en partes de regular importancia, é ir la haciendo escalonadamente, pero siempre *adelantándose á las necesidades del tráfico*.

Con arreglo á este criterio, y dado que en los puertos modernos bien dotados de vías férreas, grúas y zonas de depósito, se consigue corrientemente servir un tráfico de 600 á 700 toneladas de mercancías por año y por metro lineal de muelle, cuando aquél es bastante irregular, y se llega, cuando se regulariza un poco, á 1.100 y 1.200 unidades análogas, creemos que una ampliación de 400 metros útiles, basta para cubrir las necesidades del puerto de Sevilla, durante un período de 10 á 15 años. Con ella, se podrá servir un movimiento de 280.000 toneladas, tomando el guarismo mínimo, y, en realidad, podrá llegarse á unas 400.000, contando con que, á medida que se desarrolle el tráfico, ha de ir forzosamente regularizándose en bastante escala.

Un elemento hay en los muelles, que es imprescindible fijar por las condiciones del porvenir, y nunca por las del presente: el calado. Lo previó en cierta medida D. Manuel Pastor, y aun así, resultó á los pocos años insuficiente. Si por hoy parece bastante, y quizá sobrada previsión, la dé un calado de 25 piés ingleses, es fácil, dadas las tendencias

actuales de la construcción naval, que llegue un día á ser escasa. Es indispensable, á nuestro modo de ver, que el muelle, cuyo carácter de duración indefinida veremos después, se preste, fácilmente, á dar los calados máximos que puedan ser necesarios.

Aunque se haya llegado recientemente á admitir en el «*Celtic*» el enorme calado de 36 pies y medio, (11'13 metros), como, por una parte, nunca estará llamada Sevilla á recibir buques de dimensiones colosales, ni por otra, parece racional que en los destinados á frecuentar muchos puertos se pase del de 8 ú 8'50 metros, á que hoy día llegan muy pocos, creemos que este último calado debe ser considerado como límite. Así, pues, la obra que proyectamos debe dar margen suficiente para que el calado en el Puerto sea, desde luego, el de 7'50, y para que más adelante pueda aumentarse hasta unos 8'50 metros.

§ II

IDEA FUNDAMENTAL DEL PROYECTO

En todo muelle, el problema esencial es el de realizar un frente de atraque constituido por una superficie, continua, ó discontinua, de generatrices, poco más ó menos verticales, y á cuyo pié se disponga del calado necesario en todos los estados de marea.

Si el muelle es de ribera, esta última condición implica la de limitar la base del talud del terraplén dentro de la latitud de la obra. Tres medios hay para conseguirlo:

(a) Suprimir el talud, levantando la construcción verticalmente desde el fondo.

(b) Por lo contrario, dar al talud toda la extensión que la naturaleza del terreno y el régimen de las corrientes exigen para que aquél se mantenga estable.

(c) Una solución intermedia, estableciendo un muro que sostenga cierta parte del terraplén.

Si la altura total del muelle, contada desde el fondo de atraque hasta la coronación, no es muy grande, se comprende, desde luego, que el medio más práctico es el (a).

Si, por lo contrario, dicha altura es considerable, ese medio es el más costoso; el empuje de las tierras crece proporcionalmente al cuadrado de la altura, y las dimensiones de la obra se hacen colosales, sin que la estabilidad sea nunca, por lo general, completamente satisfactoria. Es preciso entonces reducir la altura de contención del terraplén, y avanzar parte del muelle sobre apoyos discontinuos, ó bien suprimir en absoluto la contención y avanzar toda la obra, dándole la latitud que la estabilidad del terraplén requiera.

La altura total del muelle ejerce, por lo tanto, una influencia decisiva en la elección del sistema. Se compone de dos partes.

(a) *Calado al pié del muelle.*—En realidad debe ser el correspondiente á los mayores buques que, no de momento, sino en un porvenir probable y no muy lejano, hayan de frecuentar el puerto; debe, en rigor, existir en cualquier fase de marea. En los puertos que tienen dársenas se limita esta condición disponiendo del calado máximo sólo en la mitad ó en los dos tercios superiores de cada marea; ó se admite, si el fondo es fangoso, que el buque vare durante el tercio inferior, descansando su fondo en un foso ó poza, (*ensouillement*), dragado á este efecto. En uno y otro caso, el movimiento de barcos queda en suspenso, durante un período de cada marea.

Nada de esto es admisible en el Guadalquivir, y el fondo ha de ser, aun en baja mar, escorada, el ya fijado de 7'50 metros, y debe ser susceptible de aumentarse hasta 8'50 metros.

(b) *Altura hasta la coronación.*—En tesis general, debe ser la suficiente para que la borda del buque nunca se levante por encima de aquélla. A pesar de esto, en la mayoría de los puertos españoles, dicha altura es muy pequeña, lo que origina muchas dificultades para la pronta ejecución de las faenas. No es tampoco muy grande en los mejores puertos modernos, porque, con el uso, cada día más generalizado, de grúas de

pórtico, con plumas á mucha altura, no hay inconveniente alguno en que la cubierta del buque se eleve sobre el piso del muelle.

En nuestro caso hay una circunstancia especial que obliga á dar una altura inusitada al muelle: las avenidas del Guadalquivir. Si hasta hoy ha sido forzoso pasar por la serie de perjuicios que lleva consigo la interrupción del tráfico, desde el momento en que las aguas alcanzan cierta altura, en que es preciso retirar todas las mercancías y á toda prisa, y sufrir los graves inconvenientes de quedar macizados de arena los rodajes y mecanismos de las grúas, y cubierta toda la zona de servicio con depósitos de más de un metro de altura, sería imperdonable admitir tales contingencias al proyectar un muelle á principios del siglo XX.

La explanada del nuevo puerto tiene que dominar el nivel de las máximas avenidas. Y aunque este nivel haya de aminorar, seguramente, una vez abierta la corta de Tablada, pero en cantidad imposible de apreciar con aproximación, sería imprudente bajar de la altitud 9'00 metros, cuando la máxima secular de 1892 alcanzó en la boca de la Corta 9'15.

La altura total de nuestro muelle ha de ser, por lo tanto, la enorme de 16'50 metros desde el fondo á la coronación.

La accidentada historia del muelle de Sevilla, que ha sufrido dos derrumbamientos parciales, á pesar de su escasa altura de 5'56 metros sobre la baja mar escorada, y de estar su cimientado de otro tanto de altura sobre el fondo, abrigado por un prisma de escollera (con lo que el calado al pie es bien escaso), excluye, desde luego, toda idea de contener, total ni parcialmente, un terraplén de tan gran altura. Y no vacilamos en hacer esta afirmación, siempre que se aspire, como aspiramos, á proyectar una obra cuya estabilidad jamás pueda ofrecer la menor sospecha.

Por pequeña que fuera la altura que se tratara de contener, siempre habría lugar á dudar de la estabilidad del muro correspondiente, á no dar á éste dimensiones, y, sobre todo, cimentación tales, que lo convirtieran desde el punto de vista económico en parte esencialísima de la obra, cuando su papel, mecánicamente considerado, habría de ser muy secundario.

Preferimos, por tanto, abordar de frente el problema, que se plantea así: Construir un muelle de toda la anchura necesaria para el perfecto equilibrio del terraplén de 16'50 metros de altura; y de tal modo, que su coste, no sólo no exceda, sino que sea inferior al de una obra similar.

Por fortuna, las condiciones del terreno, si no muy buenas, tampoco malas por completo, permiten llegar á una solución, que hubiera sido inútil buscar tratándose de los fangos de Huelva ó de Cádiz.

Los sondeos practicados (Hoja número 4) acusan la composición siguiente: Á partir del suelo, á una altitud general de + 7'50, se encuentran arcillas ligeramente arenosas, de color pardo, azul ó amarillento, idénticas todas en sus caracteres á las que se acusan en todas las barrancas y á los fangos arcillosos puros ó arillo-arenosos, depositados durante las avenidas. Toda esa formación, que alcanza hasta una profundidad de 13 metros, 5'50 bajo la bajamar escorada, está constituida del modo más evidente por los depósitos del Guadalquivir durante la época geológica actual.

A partir de los 13 metros (—5'50), aparece perfectamente caracterizado el manto diluvial, compuesto de algunas arenas, muchas más gravas, y principalmente cantos rodados, con toda la escala de dimensiones, hasta la de piedras, que sólo partidas en varios pedazos caben en la sonda de 10 centímetros de diámetro.

La formación diluvial tiene un buzamiento bastante marcado hacia el cauce menor. Mientras que en el puerto aparece su sobrelecho á altitudes variables desde —5 hasta —9'50, en los sondeos de la Corta está á —5'50, y en el pozo filtrante del Sr. Tena, á un kilómetro próximamente de la ría, se encuentra á +3. Su lecho aparece en el cauce á —15 ó —15'50, y en la Corta á —14'50. Sobre esta formación se apoyan los cimientados de todos los muelles y espigones del puerto de Sevilla. A poco que en ella penetren los pilotes, sean ordinarios ó de rosca, se hace imposible proseguir la hinca.

No hay que decir que el manto diluvial es inscavable aun á las máximas veloci-

dades de fondo durante las avenidas. En cuanto al terreno por encima de aquel manto, es también insocavable, siempre que no esté expuesto á sufrir alternativas de sequedad y humedad, alternativas que, por el proceso harto conocido y claramente visible en todas las barrancas del Guadalquivir, conducen á la disgregación y caída de las tierras arcillosas, merced al ensanchamiento de las grietas y al desprendimiento de los trozos comprendidos entre ellas.

Pero este terreno sólo ha de subsistir en la obra hasta el nivel de mínima bajamar. Por necesidades de ejecución habrá que desmontar previamente la parte de ribera contigua á la obra, rellenándola después con los productos de la excavación de la corta, eligiendo entre ellos los correspondientes al manto diluvial, que serán los últimos excavados y los mejores para constituir el terraplén, que, en este caso, será más propiamente un pedraplén de cantos rodados, gravas y arenas. Si, para evitar que los remolinos ocasionados por los apoyos degraden el talud, se reviste éste desde la bajamar arriba, apoyando el revestimiento sobre un prisma de escollera con una berma de un metro á aquel nivel, la estabilidad del perfil podrá afirmarse rotundamente que ha de ser absoluta.

Sobre esta base, y teniendo en cuenta que la forma redondeada del pantoque de los buques, y la inclinación de los planes, permiten disminuir un metro ó más el calado en el plomo justo del atraque, basta una anchura de muelle de 15,00 metros para conseguir lo que nos propusimos.

Desde luego, una obra que ha de avanzar tal distancia desde la coronación del terraplén, no puede concebirse sino apoyada en elementos aislados.

¿Conviene que estos elementos sean numerosos y de poca importancia, ó pocos y de gran robustez, ó bien en número y dimensiones intermedias? Prescindamos de la justificación que *á posteriori* resultará de la comparación de nuestro muelle con otros muchos, para exponer las consideraciones que nos han inducido á proyectarlo, llevando al extremo la importancia de los apoyos y restringiendo al mínimo su número.

Dadas las condiciones del terreno y las dimensiones inusitadas de la obra, los cimientos han de tener una gran importancia, debiendo alcanzar profundidades considerables. De aquí que parezca desde luego conveniente concentrar los puntos de apoyo, simplificando la ejecución de los cimientos y economizando en el coste de la parte más importante de la obra.

Pero, á medida que se aumentan los vanos entre apoyos, se hace mucho más difícil la construcción de un piso capaz de soportar las enormes sobrecargas muertas, ó móviles, que sobre él han de pesar. Las uniones de primer orden que ligen directamente los apoyos, adquieren la importancia de verdaderos puentes para ferrocarril. No cabe, dentro de este orden de ideas, pasar de los vanos de 9 á 10 metros, empleados recientemente en Pauillac.

Solamente las bóvedas permiten salvar con economía grandes luces, aunque á expensas de admitir un peso muerto enorme para la construcción misma, y de aumentar, por lo tanto, la importancia de los cimientos. Y aun así, la obra más avanzada en este sentido, los muelles de Burdeos, sólo tienen un ancho de unos 10 metros.

Es preciso, pues, llevar hasta el extremo este criterio, haciendo, en lugar de las pilas de puente de Burdeos y Lisboa, pilares aislados como en Pauillac, y sustituyendo las bóvedas en cañón, los dinteles ó los entramados metálicos, por los arcos de una bóveda de crucería.

La sencillez y ligereza con que por este sistema consiguieron cubrir grandes vanos los maestros de la época ojival, cualidades puestas tan de relieve en la Catedral de Sevilla, nos sugirieron la idea de estudiar su adaptación al problema.

Sin embargo, la diferencia enorme que existe entre cubrir un vano simplemente para resguardar el interior de la intemperie, y cerrar ese vano para hacer circular sobre su cubierta grandes sobrecargas, haría imposible tal adaptación, á no disponer de un material de elevadísima resistencia, y al mismo tiempo de condiciones á propósito para darle tales formas.

Este material es el hormigón armado.

Prescindamos por el momento de todas sus notabilísimas cualidades, para no fijar-

nos más que en una: su durabilidad. Una estructura toda de hormigón armado, puede afirmarse sin vacilación que es eterna. Todos los daños que puede sufrir son degradaciones superficiales, producidas únicamente por el choque, ó bien por el incendio de un buque. Aun así, la práctica ha demostrado hasta la saciedad que estas últimas nunca aminoran la resistencia de la obra. Una mediana conservación que se limite á reparar esas degradaciones, restituyendo á las piezas su forma primitiva, é impidiendo que el esqueleto metálico, alma de ese material, quede al descubierto, le asegura una duración indefinida.

Aun admitiendo que, con elementos metálicos y pilotes de rosca, pueda llegarse á realizar una obra comparable á la que nos ocupa, desde el punto de vista económico; y aun prescindiendo del capital representativo de los gastos periódicos de conservación, será siempre forzosamente perecedera, á menos de ir ejecutando con el tiempo verdaderas renovaciones, que, al fin y al cabo, alcanzarían á todos los elementos de la obra.

Si, pues, la idea antes apuntada es realizable mediante el empleo del hormigón armado, la obra tendrá al máximo los caracteres apetecibles de solidez, economía y durabilidad.

Para que el problema sea económicamente realizable, es preciso que las fuertes sobrecargas, que el muelle ha de soportar, se repartan en el piso sobre porciones de escasos vanos superficiales, pero en gran número; que estos elementos superficiales estén sostenidos por piezas ó elementos lineales, que concentren las cargas recibidas sobre otras piezas de importancia mayor y en número más reducido; que éstas hagan, á su vez, esa misma concentración sobre otras de orden más elevado, y así sucesivamente, hasta llegar á los apoyos, cuyo número estará reducido al límite, y serán, en cambio, los elementos primordiales de la construcción.

Si, procediendo en orden inverso, concebimos cuatro pilares situados en los vértices de un cuadrado de todo el ancho del muelle, y los ligamos por dos series de arcos, según los lados y diagonales de aquél, obtendremos cinco puntos de apoyo: uno en el centro de la cuadrícula, y cuatro en el centro de cada lado; con los cuatro que ofrecen los mismos pilares, tendremos en total nueve.

Concebimos un nuevo orden de piezas, apoyadas cada una sobre tres de esos nueve puntos. Constituirán los lados y las medianas del cuadrado primitivo, que resultará así dividido en otros cuatro de un lado mitad del correspondiente á los pilares, pero todavía de dimensiones excesivamente grandes para poder ser cubiertos con una losa.

Subdividamos cada uno de esos vanos, colocando un nuevo orden de piezas, según las medianas de los cuadrados, y apoyando directamente las intersecciones de éstas sobre los arcos diagonales. Del cuadrado primitivo que tratábamos de cubrir, habremos pasado á obtener diez y seis cuadrados de dimensiones relativamente pequeñas, susceptibles de ser fácilmente cubiertos con losas que constituyan la superficie horizontal sobre la que ha de descansar el pavimento.

Tal es la síntesis de la estructura proyectada, perfectamente asimilable á la de una bóveda de crucería, y obedeciendo al mismo principio de la concentración sucesiva de pesos en elementos de órdenes varios, cada uno de dimensiones, forma, situación y disposición las más apropiadas para el papel que desempeña. Así, los elementos de último orden, las *losas*, son planas y de pequeño espesor; los de orden inmediato, que designaremos por analogía con el nombre de *terceletes*, son vigas rectas, de poca luz, empotradas en sus extremos en otras vigas, también rectas y de mayor importancia; *tirantes* las colocadas según los lados del cuadrado principal; y *formales* las que materializan sus medianas. Estas piezas salvan luces dobles que los *terceletes*, se empotran por sus extremos directamente en los *pilares* y se apoyan por sus medios sobre los arcos, que llamaremos *formeros* ó *aristeros*, según su situación sobre los lados ó las diagonales del cuadrado fundamental.

Dos objeciones pueden hacerse al sistema así definido: los empujes de los arcos y la discontinuidad del frente de atraque.

La primera sería de importancia, tratándose de una construcción de fábrica, en la que la estabilidad de los apoyos sólo puede lograrse á fuerza de acumular peso en ellos.

Pero con el hormigón armado, material que se presta admirablemente á soportar flexiones, puede utilizarse, como en una construcción metálica, el empotramiento de los apoyos, reduciendo sus dimensiones á las estrictamente necesarias. Por otra parte, la necesidad de superponer á los arcos formeros elementos rectilíneos donde apoyar los de orden inferior, induce desde luego á utilizarlos también como tirantes, que, si por su situación no anulan de un modo directo los empujes, aminoran considerablemente los esfuerzos de flexión por éstos producidos.

Si las dimensiones de la obra fueran más reducidas, cabría hacer rectilíneos todos los elementos, aun los de primer orden: se fundirían entonces en uno sólo los formeros y tirantes, y el estudio de la resistencia de los apoyos se simplificaría notablemente. Fácil es ver que, por medianas que sean las dimensiones del cuadrado fundamental, la sustitución de elementos rectilíneos por arcos ha de procurar una economía importantísima, tanto más, cuanto que, disponiendo de bastante altura, pueden ser éstos muy poco ó nada rebajados.

La discontinuidad del frente de atraque tendría igualmente importancia si en el puerto de Sevilla no hubiera de haber más muelle que el proyectado. Para embarcaciones de poco porte sería inadmisibile un muelle con vanos de doce metros y maderos de uno y medio solamente. Pero destinada la obra en proyecto á servir el tráfico intenso, el de buques de gran tonelaje, y teniendo el puerto sitio adecuado para los pequeños, no puede haber inconveniente alguno. En las aguas del Guadalquivir, siempre tranquilas, aun en los momentos de mayor corriente durante las avenidas, no hay escarceos ni movimientos laterales que tiendan á oprimir el bordo de los buques contra el muelle. La revirada se hace siempre facilísimamente sobre una amarra, sin que el buque necesite más apoyo.

Ha habido, sin embargo, durante mucho tiempo, la preocupación de creer indispensable la continuidad del frente de atraque para que los buques en cualquier posición pudieran encontrar un apoyo que, por lo general, y muy en especial en Sevilla, no necesitan. El reciente embarcadero metálico de Pauillac, donde los apoyos principales, únicos que determinan el frente de atraque, están á 40'900 metros, y los secundarios, distanciados 10'225, quedan por dentro de dicho frente, no deja lugar á duda, sobre todo recordando que en la Gironda las velocidades de marea viva son iguales ó superiores á las producidas en el Guadalquivir durante las más violentas avenidas.

§ III

CIMENTACIÓN

Queda definido en su esencia el muelle por las siguientes condiciones: calado al pié, 7'50 metros; altura, 9'00; anchura, 15'00. Descrita ya la constitución del terreno (Hoja número 4), estudiemos la cimentación de la obra.

Los apoyos del lado del agua ó *de ribera*, y del de tierra, ó *interiores*, están colocados en igualdad de condiciones respecto á las cargas verticales, pero muy distintas en lo demás. Los primeros deben arrancar desde el fondo y estar sujetos á ciertos esfuerzos de flexión, mientras que los segundos, completamente cubiertos por todas partes por el terraplén, han de soportar muy poco, ó prácticamente nada, por los empujes de los arcos y tensión de los tirantes, la resultante de cuyos esfuerzos transmitirán al terreno por sus caras laterales.

Si sólo se tratara de resistir esfuerzos verticales, bastaría que los primeros penetraran por bajo del fondo de la Corta, y á través del manto diluvial, cierta cantidad, puramente asignada, para prever la posible necesidad en lo futuro de un calado mayor que 7'50 metros, y asegurarse contra una socavación que, aunque no es lógico que se produzca, pudiera temerse por exceso de precaución. Pero debiendo esos apoyos presen-

tar, como ya hemos apuntado, una especie de empotramiento, merced al cual se pueda contrarrestar la flexión del pilar, es necesario profundizar su cimiento en la cantidad necesaria. Y aunque ésta pudiera ser, como más adelante veremos, relativamente pequeña, es preferible, por todo género de consideraciones, llevar el lecho de cimentación á las arcillas pliocenas, y clavar en ellas la base del pilar.

Presentan dichas arcillas tal compacidad que, en las únicas obras en que se han alcanzado, algunas pilas del puente del ferrocarril de Huelva, y una de la pasadera recientemente construida, fué imposible completar la hinca prevista. Por razones especiales, el trabajo no se hizo en ninguna de esas obras al aire comprimido, sino por medio de buzos que, trabajando en condiciones poco favorables para desarrollar gran esfuerzo, tuvieron que renunciar á cavar en la referida arcilla, que se presentaba sumamente dura y compacta.

Dentro de cámaras de aire comprimido no sucederá así, y profundizando medio ó un metro en esa formación, quedarán los pilares verdaderamente empotrados en su fondo, y lateralmente lo mismo, por un espesor de 7 á 8 metros de acarreo, compuestos en su mayoría de gruesos cantos rodados, de 10, 12 y hasta 15 centímetros de dimensión máxima.

Fijamos, en consecuencia, como lecho de cimentación, el correspondiente á la cota —15,00.

Pero en los pilares interiores, abrigados en toda su altura por el terraplén, sólo se trata de repartir en buenas condiciones su carga sobre el terreno. Basta, pues, penetrar lo suficiente dentro del manto diluvial. Fijamos el plano de cimentación á la cota —7,00, es decir, 1'50 más bajo que el sobrelecho de dicha formación. A esa profundidad se encuentran la mayoría de los pilotes del muelle del Sr. Pastor, y muchos de los del muelle metálico. Si en el proyecto de reforma de éste, y de ampliación del de fábrica, hemos fijado la profundidad de 9,00, ha sido por estar éstos en condiciones relativamente muy desfavorables, y principalmente por la necesidad de desmontar previamente casi todo el terreno, que se presenta allí sembrado de obstáculos que imposibilitan ó dificultan la hinca de pilotes de rosca.

Las dos profundidades fijadas deben considerarse como máximas. Dado el buzamiento de las formaciones diluvial y pliocena, á medida que se avance en la Corta se han de encontrar los lechos respectivos á menor profundidad. Los sondeos previos á la construcción de cada pilar indicarán, seguramente, que pueden profundizarse sus cimientos algo menos de lo previsto.

En cuanto al sistema de ejecución, tratándose de hinca á profundidades relativamente considerables, en terrenos sumamente acuíferos, y, sobre todo, con un número tan grande de macizos, ocioso sería demostrar la necesidad de hacerlos al aire comprimido. La naturaleza del terreno ha de facilitar mucho la hinca; una gran parte de la excavación, todo el espesor de acarreo, y una gran parte de las arcillas modernas, más ó menos arenosas, podrán ser desmontadas y extraídas por medio de chorros de agua á fuerte presión.

§ IV

ZONA DE SERVICIO Y ENLACE CON LA ACTUAL

Aunque el detalle de la disposición de las vías, grúas, tinglados, etc., sale en realidad fuera del objeto de este proyecto, y deberá entrar en el de organización de la zona de servicio, no podemos prescindir de dar aquí una idea general de aquéllas, estudiando en particular las condiciones de enlace del nuevo puerto con los ferrocarriles.

De poco serviría situar el pavimento del muelle fuera del alcance de las mayores avenidas, si bastara una de mediana importancia para impedir la llegada de trenes. Esto

es lo que sucede hoy día: una crecida de cinco metros sobre la baja mar, inunda la vía que une el puerto con la estación de M. Z. A., en la parte del arco marinerio del Puente de Triana. Con medio metro más se inunda la totalidad del muelle actual, único paso posible entre dicha estación y el de la Corta de Tablada. (Véase la hoja número 3.)

En su estado actual, el arco marinerio permite á duras penas el paso de dos vías, que allí mismo se reunen por un cambio. Mandado por Real orden de 23 de Marzo de 1893 que la Jefatura de Sevilla estudiara la sustitución de dicho arco por un paso de condiciones á propósito para el desagüe en avenidas y para la entrada de las vías con mayor desahogo, sólo ha hecho este estudio el Sr. D. Javier Sanz en su proyecto de defensa de Sevilla, aunque sin incluirlo entre las obras que deben ser de inmediata realización. El Director de este puerto ha reclamado esa inclusión, como obra cada día más necesaria.

En dicho proyecto se sustituye el arco de medio punto, único hoy existente, por dos vanos: uno de 18 y otro de 16 metros, cubiertos por tramos rectos, cuyas cabezas inferiores quedan á 6'25 sobre el pavimento del muelle. Esto permitirá establecer una doble vía, independiente de la general del muelle y con una rasante 1'50 ó 1'75 metros más alta que en la actualidad; es decir, á la altitud 7'66 ó 7'91. La avenida de 1892 alcanzó en dicho punto 9'66, es decir, 1'75 más; pero avenidas como esa son excepcionales, y aun las extraordinarias, que no alcanzan tanta importancia, sólo cada quince ó veinte años se presentan.

No hay más remedio que admitir esa contingencia, que, por otra parte, no importa gran cosa, dado que cuando el Guadalquivir toma esas alturas, el puerto está cerrado á la navegación desde algún tiempo antes.

Dicha altitud es, próximamente, la misma del Paseo de Colón, que, como puede verse en el plano, permite, sin gran sacrificio para el Ayuntamiento, destinar una faja de 8'00 metros de anchura al establecimiento de la doble vía de tránsito, quedando sin variación las del muelle actual hasta después de pasada la Torre del Oro. No se puede pensar en Sevilla en estrechar el no muy ancho paseo de las Delicias; y á pesar de que la parte de muelle en confrontación con el mismo es la más estrecha, 23 á 27 metros, forzoso es proseguir la doble vía por dentro de esa parte, levantando un murete de contención para el terraplén, y continuando en la misma forma á través de la zona de los embarcaderos de mineral hasta la embocadura de la Corta en la orilla izquierda.

Á partir de este punto debe iniciarse una rampa desde la altitud 7'66 hasta la de 9'08, que corresponde á la entrada en el nuevo muelle, rampa que tendrá 300 metros de longitud é inclinación de 0'0078.

Los ferrocarriles Andaluces llegan al puerto en dirección opuesta; empalmar su ramal, según las trazas marcadas de puntos (Hoja número 1), tendría el inconveniente de entrar los trenes en retroceso, ó según curvas y contracurvas muy fuertes; y, para lo porvenir, cuando el trozo de muelle deba ser ampliado, el de ingresar por el centro, cosa inadmisibles. Por otra parte, deben quedar ligados directamente con el puerto antiguo, y la única traza posible es la indicada con línea roja (Hoja número 3), uniendo, con una curva de 250 metros de radio, que arranque del paso á nivel en el paseo, la vía de ida al puerto actual.

El acceso de los vehículos ordinarios se hará por el paseo marcado con las flechas A. A., que comunica directamente con la carretera de Dos Hermanas y con la travesía de la de Alcalá de Guadaira á Huelva. El tránsito de estos vehículos por el paseo de la Orilla del Río está prohibido por el Ayuntamiento.

Respecto á las vías en el mismo muelle, señalamos en la hoja número 3, á título de indicación, la traza que parece más conveniente para servir cuatro atraques ó puertos de servicio intenso. Con el uso de las grúas túneles basta, en realidad, que haya dos vías para vagones, vacíos y cargados; así están dispuestas en la mayoría de los puertos holandeses y alemanes. Cuando, como aquí, se trata de aprovechar bien la longitud disponible, y, por otra parte, se dispone, por razones de construcción, de un exceso de anchura entre la arista del muelle y el paramento de los tinglados que hayan de edificarse sobre el terraplén, cabe holgadamente una tercera vía, que sirve para el tránsito y distribución de ma-

terial á todos los puertos, siempre que éstos no pasen de cuatro. Con un número mayor se necesitaría interrumpir la línea de tinglados para dar acceso directo á aquella vía desde las generales del muelle, como se indica con líneas de puntos. Pero, limitado por hoy á cuatro el número de atraques, destinando las dos vías de ribera y de tinglados á vagones cargados y vacíos, ó viceversa, y unida á ellas la del centro con un cambio doble á la entrada de cada puerto, todas las maniobras se hacen facilísimamente con la máquina en cabeza ó en cola. Únicamente se necesita, como complemento, un cangrejo al final del muelle, para que la locomotora que ha llegado hasta allí, y dejado las unidades correspondientes al último puerto, pase á la vía central desde cualquiera de las laterales.

Inmediata á esta zona está la de tinglados, uno por cada atraque de 100 metros de eslora y de $75 \times 20 = 1.500$ m.² de superficie, con capacidad para depositar otras tantas toneladas de mercancías generales.

Junto al paramento opuesto de los tinglados debe haber otras dos vías: una para los vagones que vayan á dejar ó tomar carga directamente en los tinglados, y otra de distribución, dispuesta, como la del muelle, para servir cada tinglado con independencia de los demás. Contigua á esas vías, la general para el tránsito directo á los nuevos atraques el día en que el muelle se prolongue, y después una zona de 20 metros para depósito de mercancías al aire libre y para la circulación de vehículos ordinarios que traigan ó lleven carga de ó para la población ó los puntos servidos por carreteras. Este servicio tiene en Sevilla mucha importancia, y es considerable el tráfico que se hace directamente entre los buques y los carros. Aunque, en rigor, en puertos de esta clase no se deba admitir, como generalmente no se admite, ese transbordo directo de mercancías, creemos que, dadas las costumbres del Comercio de Sevilla, será forzoso autorizarlo, debidamente reglamentado; y, admitido esto, es preciso que, como en el muelle actual, las vías lleven contracarriles, y permitan que los carros se acerquen al muelle propiamente dicho, aunque sin transitar, como ahora, por la zona inmediata á la ribera, donde estorbarían el movimiento de trenes. Los espacios entre tinglados permitirán el acceso de carros hasta quedar al alcance de las grúas, que son las que en todos los casos deberán hacer el transbordo de mercancías.

Además de la zona destinada á carros y á depósito de mercancías al aire libre, el resto de la zona de servicio se completará con vías de depósito y clasificación. Esta última no tendrá gran importancia para las mercancías provenientes de M. Z. A., una vez construida la parrilla, pendiente hoy de aprobación, pero sí para las traídas por los Andaluces.

El ancho total de una zona de servicio así distribuida es de 90 metros, como tienen las de los mejores y más modernos muelles de Amsterdam, Rotterdam, Hamburgo, etcétera. Inmediata á ella podrá establecerse otra zona dedicada á almacenes de depósito y demás instalaciones, que allí encontrarán sitio adecuado donde desenvolverse, aprovechando el resto de anchura hasta los 150 metros, reservados entre la orilla de la Corta y el pie de los caballeros.

Todo lo dicho tiene, por ahora, un carácter prematuro, y sólo lo incluimos aquí á título de indicación, para hacer ver la utilidad que de la zona de ampliación propuesta, de unos 400 metros de longitud, puede obtenerse.

§ V

BASES DE CÁLCULO

A varias clases de esfuerzos deben poder resistir los elementos de la obra. Las sobrecargas estáticas pueden ser: bien las mercancías depositadas sobre el pavimento, bien el peso de los vagones, locomotoras y grúas. Las dinámicas son las producidas por estos medios de transporte circulando sobre las vías ó bien las correspondientes á los

casos de rotura de la eslinga y caída de una pieza de gran peso, maniobrada por una grúa.

En sentido horizontal pueden obrar la tracción ejercida por los buques sobre los amarres, ó el choque de uno de aquéllos.

Para las piezas de pequeñas y medianas dimensiones, la base de cálculo debe ser la consideración de sobrecargas aisladas, obrando en las posiciones más desfavorables. Así calcularemos las losas, terceletos y formaletes, suponiendo, para tener en cuenta largamente las variaciones que en lo porvenir pudieran introducirse en el material móvil, que dichas sobrecargas corresponden á una locomotora ténder de 40 toneladas de peso, sobre tres ejes acoplados y con separación de 2'50 metros entre los extremos. Nunca creemos que se llegará á usar de tales locomotoras para el servicio del muelle, dadas las condiciones de las líneas que á él afluyen. Preferimos, sin embargo, adoptar esta base, en verdad exagerada, para obtener en todos los elementos un exceso de garantía, y para hacer posible la circulación, en casos especiales, de las locomotoras ordinarias de mercancías. Producen éstas una sobrecarga bastante menor que la tomada como tipo; las más potentes de la Compañía M. Z. A. pesan 50 toneladas en servicio, pero son de cuatro ejes con una batalla de 3'45 metros.

En cuanto á las grúas, su forma especial de pórtico hace que su peso se reparta en espacio mucho mayor que el relativo á la locomotora. Sólo hay que considerar la presión debida á una rueda que, en grúas de 25 toneladas de peso, 3 de potencia y 11 metros de alcance, en la posición más desfavorable de la pluma, alcanza á 11.800 kilos; pero las ruedas más próximas están á distancias de 4'50 y 4,00 metros. Por otra parte, á causa de la disposición y anchura de las vías, no pueden superponerse para una misma pieza los esfuerzos debidos á la grúa y á una locomotora situada dentro del pórtico, salvo para los formaletes transversales.

Para los elementos de orden superior que no reciben tan directamente la acción de las sobrecargas aisladas, es preferible la consideración de una uniformemente repartida, que hace más sencillos los cálculos, y que conduce, por lo general, á un exceso de resistencia; pues es difícil, por no decir imposible, que en la práctica llegue á realizarse la acumulación de pesos que supone tal hipótesis, por mediana que sea la superficie que se considere. En particular en los muelles modernos, en los que el gran número de vías apenas deja espacio donde depositar mercancías, debiera prescindirse de ese supuesto, limitándose á considerar, como para los elementos pequeños, los casos más desfavorables susceptibles de realizarse. Pero como esto, tratándose de superficies relativamente extensas, es difícil de prever con exactitud, adoptaremos esa hipótesis, que extenderemos también en ciertos casos á las piezas secundarias, en las que, á veces, puede temerse por esta consideración un esfuerzo superior al producido por las sobrecargas aisladas.

La fijación del tipo de sobrecarga es bastante arbitraria. Mientras que en España se ha considerado generalmente de 4.000 kg./m.², tipo prescrito por la Superioridad para los muelles de la Habana y de Sevilla, y adoptado igualmente en Francia para el primer proyecto de los muelles de Burdeos, se ha reducido á 2.500 en los cálculos definitivos de estos últimos, guarismo que también se aceptó por Real orden de 11 de Octubre de 1898 para la reforma del muelle metálico de nuestro puerto.

A este tipo debiéramos atenernos si una consideración especial no interviniera. La obra que proyectamos es nueva en su forma y en su material; y, por más que las condiciones de éste son ya sobradamente conocidas y experimentadas en la infinidad de construcciones hasta hoy hechas, hay cierta disparidad entre las formas en ellas empleadas y las de la estructura que proponemos. Por esta razón, creemos no necesario, pero sí prudente, exagerar las condiciones de solidez, y adoptamos un tipo de sobrecarga vez y media mayor que el de 2.500; es decir, 3.750 kilogramos por metro cuadrado.

En cuanto á los esfuerzos dinámicos, los correspondientes á grúas y trenes en movimiento están sobradamente tenidos en cuenta al hacer el cálculo, suponiendo esfuerzos localizados en un punto, cuando el considerable espesor del pavimento y su gran masa hacen: primero, que se repartan sobre superficies relativamente extensas, y,

además, que las vibraciones y esfuerzos anormales producidos, por ejemplo, por la inercia y desequilibrio de los pesos en las ruedas de locomotoras, se atenúen considerablemente.

Lo mismo puede decirse respecto al caso accidental de caída de una pieza de gran peso. Precisamente las construcciones de hormigón armado ofrecen grandísima resistencia á esta clase de esfuerzos.

Más difícil de evaluar es todavía el valor de las tracciones producidas en las amarras de los buques. En Burdeos se llegó en el primitivo proyecto á atribuirles el enorme valor de 50 toneladas, que se rebajó en los cálculos definitivos á 10. Aun así, estimamos este guarismo muy exagerado; pues en Sevilla, donde las mayores corrientes de avenida no llegan á 3 metros, inferiores á las corrientes de marea viva de Burdeos, no existe, en proporción apacible, el fenómeno del pororoca ó *mascaret*, que allí se desarrolla con gran intensidad.

Si se considera un buque de 18 metros de manga, 7'50 de calado y pantoque cuadrado en una corriente de 3 metros por segundo, y sostenido por una sola amarra, la presión total hidrodinámica puede estimarse, al máximo, suponiendo muy bastas las formas de proa y popa, en $0'50 \times 18'00 \times 7'50 \times 1.000 \times 0'458 = 3.045$ kilogramos. Adoptaremos, sin embargo, el mismo tipo de Burdeos, conservando el mismo criterio de exagerar las condiciones de estabilidad.

Por último, la acción correspondiente al choque de un buque es imposible de evaluar; pero, por lo que la práctica enseña respecto á los muelles metálicos contruidos con elementos de muy poca masa, y por la grandísima que el nuestro ha de ofrecer, al mismo tiempo que una resistencia y elasticidad muy grandes, se comprende que no haya necesidad de considerar tal caso, por otra parte sumamente eventual.





CAPÍTULO II

RESISTENCIA DE LOS HORMIGONES ARMADOS

§ I

GENERALIDADES

El objeto de este capítulo es solamente justificar los cálculos y disposiciones del proyecto. Sin tratar, pues, de desarrollar una teoría sobre la resistencia de las construcciones con esqueleto metálico, no podemos prescindir de exponer las consideraciones en que se fundamentan dichos cálculos.

Son hechos indiscutibles, evidenciados por la experiencia, los siguientes:

(A) La igualdad práctica de coeficientes de dilatación del hierro y acero laminado y de los hormigones (0,000012 á 0,000014 por 1°) permite asociar ambos elementos sin que tiendan nunca á separarse.

Las variaciones de longitud, debidas á cambios de temperatura, son mucho menores en el hormigón armado que en el metal sólo, por efecto de la gran masa, y, principalmente, por la escasa conductibilidad de aquél. No teniendo el metal contacto con el ambiente, su temperatura es siempre la de las fibras de hormigón que lo envuelven, temperatura que varía con mucha lentitud, y por grados insensibles, de un punto á otro de una misma sección y de las caras en contacto con el aire al interior de la masa.

(B) El esqueleto metálico, lejos de sufrir alteración química, se conserva perfectamente dentro de la masa de hormigón. Debe exceptuarse, sin embargo, el caso de estar éste bañado por el agua del mar, que determina una corrosión bastante rápida si el hormigón no es absolutamente impermeable.

(C) Ambos elementos quedan fuertemente adheridos, á razón de unos 45 kilogramos por centímetro cuadrado de superficie de contacto.

(D) Sometido á tracción directa el hormigón *sin armadura*, sólo puede soportar, sin romperse, alargamientos pequeñísimos.

(E) Sometido á flexión soporta, en las fibras más tendidas, alargamientos de dos á tres veces mayores que por tracción directa.

(F) Sometido á flexión el hormigón *armado*, esos mismos alargamientos llegan á ser hasta veinte veces mayores que en el primer caso.

Es inútil tratar de explicar la razón de este último resultado experimental.

(G) El coeficiente de elasticidad del metal es el mismo para la tracción que

para la compresión, y se conserva sensiblemente constante hasta que el trabajo molecular llega al límite compatible con la deformación elástica, pasado el cual, disminuye rápidamente al décimo, y á menos aún, de su valor primitivo.

El coeficiente de elasticidad del hormigón es variable; el relativo á la compresión disminuye lentamente á medida que crece el trabajo unitario. El de tensión disminuye con mucha rapidez, y, á partir de cierto límite, las deformaciones no guardan relación con las cargas unitarias.

(H) La resistencia del hormigón armado depende principalmente de la del esqueleto metálico. El elevado coeficiente de elasticidad de éste le permite, *mientras permanece constante*, venir en ayuda del hormigón y mantener su agregación molecular, además de trabajar por sí propio. En el momento en que dicho coeficiente pierde de un modo brusco su valor primitivo, al aumentar con rapidez las deformaciones, el esqueleto sólo trabaja por sí; desaparece la ayuda que prestaba al hormigón, se disocian en parte ambos elementos y sufre el conglomerado las primeras desagregaciones y roturas parciales.

La fase crítica en la resistencia del hormigón armado depende poco de la cuantía de los alargamientos que la parte tendida experimenta: depende mucho más de la cuantía de las deformaciones del esqueleto, y *se presenta siempre* cuando estas deformaciones cesan de ser elásticas, es decir, cuando el trabajo de la armadura excede de la carga límite de elasticidad.

A partir de esta fase crítica, las deformaciones y grietas aumentan rápidamente con las cargas, pero la rotura no sobreviene sino para una carga notablemente superior á la que determina dicha fase. La relación de ambas cargas es, como mínimo práctico, la de 1 á 2.

(I) Otro peligro que pudiera temerse, el de disociación entre los dos materiales, debida al deslizamiento del esqueleto respecto al hormigón, no puede presentarse en la práctica. Aun prescindiendo de los coeficientes de seguridad, la fase crítica á que corresponde el deslizamiento es generalmente posterior, y, cuando más, simultánea á la ya señalada, relativa al límite de elasticidad de la armadura.

(K) Dentro de los límites de la práctica, y aun más, mientras no está muy próxima la citada fase crítica, la hipótesis usual de la conservación de las secciones planas es sensiblemente exacta.

(L) Por consecuencia de lo anterior, el sólido heterogéneo, hormigón-metal, puede sensiblemente asimilarse á otro homogéneo, todo de hormigón, en el que las partes ocupadas por la armadura estuvieran amplificadas en la relación entre los coeficientes de elasticidad respectivos.

(M) Como lo que caracteriza y, puede decirse, define la resistencia, es el esfuerzo desarrollado por el esqueleto al límite de su elasticidad, son equivalentes respecto á la resistencia total del conjunto, armaduras de distinto metal, siempre que sus secciones guarden la relación inversa de sus cargas límites elásticas.

(N) El aumento de cuantía de la armadura se traduce, para una misma sección de conglomerado, en aumento de rigidez.

El aumento de la carga límite, para las mismas secciones del conglomerado y del esqueleto, produce en el conjunto un aumento de elasticidad y acrecienta la facultad de soportar, sin desagregación, mayores deformaciones.

Por consecuencia, en las obras sujetas á fuertes vibraciones, es preferible, en general, emplear armaduras fuertes, de metal poco resistente; en las expuestas á choques, á asientos desiguales, á brascas y grandes variaciones de temperatura, convendrán los esqueletos más débiles, pero de metal con mayor carga límite de elasticidad.

(O) La influencia de la calidad del hormigón, aunque relativamente secundaria respecto á la del esqueleto, debe tenerse en cuenta. Cuanto mayor sea la resistencia del conglomerado, es decir, su riqueza en cemento, mayor debe ser la importancia de la armadura, por su volumen, por su calidad, ó por ambas cosas á la vez.

(P) La aparición de ligeras grietas en la región extendida tiene tanta menor importancia cuanto mayor es la de la armadura. Cuando las secciones de ésta llegan ó

pasan de cierto límite, dicha aparición es muy anterior á la verdadera fase crítica, á la de desagregación y rotura parcial del conglomerado.

El coeficiente de seguridad basta que sea 2,5 con relación á la fase crítica, es decir, al trabajo que produciría las primeras lesiones en el conglomerado.

Aunque á primera vista parece pequeño este número, basta observar que en las construcciones metálicas se imponen al hierro cargas de 6 á 8 kg./mm.², y al acero de 9 á 12, valores muy próximos á la mitad de las respectivas cargas límites de elasticidad y á la cuarta parte de las de rotura.

El coeficiente de seguridad respecto á la rotura es, como mínimo, 5 en el hormigón armado. En la mayor parte de los experimentos ha resultado mayor. En los que no ha pasado de dicho mínimo ha habido siempre circunstancias extrañas, asiento ó versión lateral de los muros de apoyo, etc., á las que, claramente, se podía atribuir la más pronta rotura.

Tales son las propiedades experimentales, innegables, y en su mayor parte inexplicables, del hormigón armado, relativas á su manera de resistir. Á ellas se deben sus numerosas ventajas, las más características de las cuales son:

1.^a Durabilidad, que puede compararse, aunque no haya todavía en mucho tiempo datos experimentales, á la de las mejores y más sólidas obras de fábrica. Con una conservación medianamente esmerada, que impida que el esqueleto llegue á estar descubierto, puede asegurarse una duración prácticamente indefinida.

2.^a Incombustibilidad absoluta é indiferencia completa á las temperaturas más elevadas y á los cambios más bruscos. En todos los experimentos de incendios, expreso provocados, con temperaturas de 1.000 á 1.200°, y aplicación de fuertes chorros de agua fría, sólo se han notado ligeros desperfectos superficiales, sin influencia alguna para la estabilidad, ni la resistencia de las construcciones, vueltas á probar nuevamente con cargas mucho mayores que las que estaban destinadas á sostener.

3.^a Malísima conductibilidad del calor, gracias á la cual, un suelo de 12 centímetros de espesor, sometido por una de sus caras á una temperatura superior á 1.200°, sólo acusaba en la otra 20°, una hora después de encendido el fuego.

Los edificios de hormigón armado resultan, por lo tanto, frescos en verano y templados en invierno.

4.^a Ligereza, debida no tan sólo á su gran resistencia específica, sino á la solididad que el hormigón armado permite establecer entre las distintas partes de una obra.

La relación de peso entre estas construcciones y las ordinarias oscila entre $\frac{1}{3}$ y $\frac{1}{5}$.

En muchas circunstancias, bien por razones de estética, bien por las de economía, para aprovechar un mismo molde, disminuir el número de tipos, etc., no se aprovecha toda la reducción de dimensiones que, con arreglo á la resistencia, puede obtenerse.

Gracias á esa ligereza, pueden elevarse sobre terrenos flojos, ó fangosos, construcciones de mucha importancia con cimentación muy sólida y económica.

5.^a Rigidez grandísima, gracias á la solidaridad entre las diversas partes de la obra, merced á la cual, los esfuerzos aislados se transmiten y distribuyen sobre toda, ó sobre una gran parte de aquélla. Esta ventaja es inapreciable en los países sujetos á terremotos ó á grandes ciclones.

Como ya hemos visto, importa conocer con precisión las cualidades del conglomerado, y, particularmente, las del metal que constituye el esqueleto. Interesa también unificar en lo posible dichos materiales.

En las obras proyectadas adoptamos el hormigón más usual y mejor experimentado, tanto por los trabajos de Mr. Considère, como por el gran número de obras ejecutadas con él (más de 1.200 en 1899) por un solo constructor, Mr. Hennebique.

Dicho hormigón, que hemos empleado ya en una casa de las obras del puerto de Sevilla, y en más de 50 metros lineales de tajeas parabólicas, de 80 centímetros de luz, 5 de espesor en la clave y 10 en los arranques, se compone: de 300 kg. de cemento Portland de la mejor calidad, 600 litros de arena, é igual volumen de gravilla, de 2,5 centímetros de dimensión máxima, ambos materiales perfectamente limpios y lavados; y

amasado el conjunto con la menor cantidad posible de agua (de 125 á 150 litros). Su resistencia es, como mínimo, de 180 á 200 kg./cm.², y de 14 á 16, por compresión y tracción respectivamente; y su coeficiente de elasticidad inicial, es decir, el correspondiente á las presiones que ha de sufrir en la práctica, oscila entre 200.000 y 260.000 kg./cm.²

Para las armaduras, cuya resistencia, y, sobre todo, cuya carga límite de elasticidad es importantísimo que sean uniformes y conocidas, adoptamos el acero laminado dulce, corriente en el comercio, y que se fabrica con mucha uniformidad. Hoy día es difícil, á menos de encargarlo especialmente, encontrar verdaderos *hierros dulces*, pues los que se llaman así son, en realidad, hierros acerosos incompletamente descarburados, y por tanto, de calidades muy variables.

Dicho material tiene las constantes siguientes: carga de rotura por tracción, desde 38 hasta 45; carga límite de elasticidad, de 25 á 28, y coeficiente de elasticidad, de 22 á 23.000, todo en kg.mm.²

Este material es el que, como resumen de su estudio, recomienda Mr. Considère como el que mejor se presta á la totalidad de los casos, teniendo presente lo dicho en los párrafos (M) y (N). Sólo en circunstancias muy particulares convendrá sustituirlo por hierro dulce, ó por acero duro, según que se necesite que la construcción sea muy rígida, ó muy elástica.

En lo hasta aquí dicho, y en lo sucesivo, procuramos resumir y concordar, prescindiendo en lo posible de teorías y de hipótesis, ninguna satisfactoria, las observaciones expuestas en los siguientes trabajos:

Considère.—*Influence des armatures métalliques sur les propriétés des mortiers et bétons.*

Harel de la Noë.—*Le pont en X.*

Planat.—*Pratique de la Mécanique appliquée.*

Coignet et de Tédesco.—*Du calcul des ouvrages en ciment avec ossature métallique.*

Durand-Claye.—*Procédés d'essai des matériaux.*

Vachelli.—*Costruzione in calcestruzzo ed in cemento armato.*

Boncorps.—*Estabilidad de las construcciones de hormigón armado.*

Luengo y González.—*Cementos armados.*

Annales des Ponts et Chaussées.

Le Génie Civil.

Le Ciment.

Recista de Obras Públicas.

§ II

RESISTENCIA Á LA COMPRESIÓN

De la conservación de las secciones planas se deduce, llamando R_h y R_a las cargas unitarias del hormigón y del acero; E_h y E_a los coeficientes de elasticidad respectivos; n , su relación, constante dentro de los límites prácticos; a , el lado de la sección cuadrada de un prisma y $\omega = pa^2$, la sección de la armadura:

$$\frac{R_h}{E_h} = \frac{R_a}{E_a} \cdot R_a = n R_h$$

Para que los acortamientos sean iguales en todas las fibras no se puede admitir en el esqueleto más que una carga n veces mayor que la del hormigón.

Dentro de los límites prácticos, n debe considerarse = $\frac{22.500 \text{ (kg/mm}^2\text{)}}{2.000 \text{ id}} = 11,25$ á lo sumo.

La compresión total admisible será:

$$R_h \times a^2 + n R_h \times pa^2 = R_h a^2 (1 + np) = P \times (1 + 11,25 p)$$

El aumento de resistencia debido á la armadura, resulta, como es lógico, proporcional á p , en cuyo valor debe tenerse en cuenta el correspondiente á la armadura secundaria que liga las barras de la principal.

Esta ligazón conviene hacerla por medio de celosías de flejes en las cuatro caras del prisma, cuyo hormigón queda así perfectamente relacionado con el esqueleto. Mr. Hennebique lo realiza por medio de placas colocadas de cuando en cuando, que, si bien ligan los elementos del esqueleto, introducen, en cambio, planos de mínima resistencia en el hormigón.

Si las celosías son simples en cada cara, con una inclinación de 2/1 sobre la horizontal (inclinación constante de los planos de rotura por compresión) y sus secciones p' veces las de la armadura primaria, el aumento total de resistencia será:

$$R_h \times (n p a^2 + n p a^2 \times p' \times \frac{1}{\operatorname{sen}(\operatorname{ang}^o tg = 2)}) =$$

$$R_h a^2 \times 11,25 p (1 + 1,117 p') = R_h a^2 p \times 12,5,$$

para $p' = 0,1$ como generalmente haremos.

Para R_h puede tomarse $\frac{1}{5}$ de la carga de rotura, ó sean 30 kg./cm.²; R_a resulta solamente 3,375 kg./mm.²

Por lo dicho se comprende lo poco racional que es admitir, como algunos constructores, 30 kg/cm.² en el hormigón, y en el esqueleto 10 por mm.² El acortamiento de éste sería, si tal repartición fuera cierta, unas tres veces mayor que el de aquél.

En cuanto á la rotura por flexión lateral, no hay que ocuparse de ella en la práctica; con las dimensiones que ordinariamente resultan, las piezas tienen una rigidez más que sobrada.

En general, se deben considerar, por construcción, empotradas en sus dos extremos. En algunos casos en que, realmente, sólo haya un empotramiento, la compresión crítica será:

$$\begin{aligned} \frac{\pi^2}{4} EI \times \frac{1}{l^2} &= 2,4674 \times 200.000 \times \frac{ba^3}{12} (1 + \frac{270}{16} p) \times \frac{1}{l^2} \\ &= 41.123 ab \times (1 + 16,875 p) \times \frac{a^2}{l^2} \end{aligned}$$

La carga de seguridad, $\frac{1}{10}$ de la crítica, será, pues, en números redondos:

$$4.000 ab \times (1 + 16,875 p) \frac{a^2}{l^2}$$

que debe, por lo menos, igualar á

$$30 \text{ kg./cm.}^2 \times ab \times (1 + 12,5 p);$$

de donde, la relación del lado menor, a , á la longitud libre de la pieza,

$$\frac{a}{l} \geq \sqrt{\frac{3}{400} \times \frac{1 + 12,5 p}{1 + 16,87 p}} = 0,086 \sqrt{\frac{1 + 12,5 p}{1 + 16,87 p}}$$

ó, prácticamente:

$$\frac{a}{l} \geq \frac{1}{12}; \quad \text{ó, } l \leq 12 a$$

Cuando, como en general sucede, existan realmente los dos empotramientos, las cargas crítica y práctica son 16 veces mayores, y entonces

$$\frac{a}{l} \geq \frac{1}{48}; \quad \text{ó, } l \leq 48 a$$

Si, lo que raras veces ocurrirá, $l \geq 48 a$, el coeficiente $R_h = 30 \text{ kg./cm.}^2$, deberá reducirse, en números redondos, para los valores corrientes de p , á

$$30 \times 48^2 \times \frac{a^2}{l^2} (\text{kg./cm.}^2)$$

aplicándolo siempre á la sección *virtual*:

$$ab (1 + 12,5 p)$$

Conviene también considerar el problema de otra manera. Sabido es que en la rotura de los morteros y hormigones, influye de un modo grandísimo el espesor ó altura de la parte comprimida, y nó porque se presente la flexión lateral, sino por la distinta forma de producirse la desagregación molecular.

Esta sólo se verifica por aplastamiento cuando los espesores son muy pequeños. Para las alturas corrientes en la práctica, la desagregación se manifiesta según planos oblicuos al eje de la pieza, con una inclinación de $\frac{1}{2}$, próximamente, con la vertical.

Este hecho experimental se explica por el cálculo. Llamando γ la cohesión por unidad de superficie en el plano de rotura, f el coeficiente de rozamiento, y P la fuerza total crítica para un prisma sin armadura, de sección a^2 , será:

$$P \cos \alpha = \frac{a^2}{\sin \alpha} + f P \sin \alpha,$$

que, para el mínimo de P , conduce á

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{1 + f^2} - f$$

y para $f = 0,75$, valor experimental,

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2}$$

valor independiente del de la cohesión, γ .

Con la misma condición de mínimo, y para dicho valor de α , resulta

$$\gamma = \frac{1}{4} \frac{P}{a^2} = \frac{1}{4} R'_h$$

un cuarto de la carga de rotura por compresión directa.

Supongamos el mismo prisma con una armadura principal $\omega = pab = 4 \omega'$ y una secundaria $p' \times pab$ ó $\frac{pab}{10}$, como haremos siempre, formándola con flejes de sección $\varphi =$

$\frac{pab}{40}$, en celosías triangulares inclinadas á 2/1 con la horizontal, en cada cara del esqueleto. El aumento de resistencia total será, llamando R'_a la carga de rotura del esqueleto por esfuerzo cortante.

$$R'_a \left(4 \frac{\omega}{\text{sen } \alpha} + 2 \frac{\varphi}{\cos 2 \alpha} + 2 \frac{\varphi}{tg \alpha} \right) =$$

$$R'_a \left(\frac{\omega}{0,447} + 2 \frac{\varphi}{0,800} + 2 \frac{\varphi}{0,500} \right) =$$

$$R'_a \left(2,237 \omega + 6,50 \varphi \right) =$$

$$R'_a \left(2,237 + 0,163 \right) p a^2$$

El aumento debido á los flejes es solamente 0,15 ó $1,5 \times p'$ del relativo al esqueleto principal, cuyo refuerzo es importantísimo.

La dificultad para apreciar su valor estriba en la de conocer γ , pues R'_h es, por lo ya dicho, variable con la altura del prisma experimentado. Lo más desfavorable será considerar el máximo de R'_h , tomándolo = 200 kg./cm.²

Así, la resistencia total, sin armadura, sería:

$$P = 4 \gamma a^3 = 200 a^3$$

y con armadura, para $R'_a = \frac{4}{5} \times 4.000 = 3.200$ kg./cm.²

$$P' = 200 a^3 + 3.200 \times 2,400 p a^2 = a^2 (200 + 7-680 p)$$

y la relación entre ambas:

$$\frac{P'}{P} = 1 + 38,4 p$$

Comparando este valor con el de $1 + 12,5 p$, primitivamente hallado, debe recordarse que uno se refiere á las condiciones de rotura, y otro á las de trabajo en la práctica, y la manera de repartirse los esfuerzos entre el conglomerado y el esqueleto son absolutamente diferentes. Las dos expresiones merecen fé, cada una en su caso. La aplicable á la práctica corresponde á un coeficiente mínimo de seguridad respecto á la influencia del esqueleto de

$$\frac{38,4}{12,5} = 3,$$

en realidad bastante mayor, puesto que hemos exagerado de intento la carga de rotura R'_h .

Para $R'_h = 150$, el aumento en la carga total de rotura del prisma, es:

$$1 + 51,2 p$$

y el coeficiente de seguridad superior á

$$\frac{51,2}{12,5} = 4,1$$

§ III

RESISTENCIA Á LA FLEXIÓN

VIGAS ASIMÉTRICAS

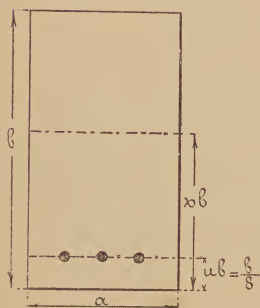
Las fórmulas generales establecidas por Mr. Considère, como resultado de su estudio teórico práctico, y sobre la base de la conservación de las secciones planas, son:

$$(1) M (m-kg) = \frac{ab^2}{100} \left(tx \frac{4-x}{6} + 100 lp \frac{x-3u+2}{3} \right) \times \frac{1}{C},$$

$$(2) c = kl \times \frac{1-x}{x-u};$$

$$(3) tx + 100 lp = \frac{kl}{2} \times \frac{(1-x)^2}{x-u};$$

con las notaciones que se expresan á continuación, acompañándolas los valores numéricos usuales.



(Figura 1)

c = compresión máxima en el hormigón.	150 . . (kg./cm. ²)
t = tensión máxima en el hormigón.	12,5. . . »
l = carga límite de elasticidad del metal.	25. . (kg./mm. ²)
x b = ordenada de la fibra media.	 (cm.)
u b = ordenada del eje de la armadura, siempre.	0,125 b . . . (cm.)
p = proporción del metal, $\frac{\omega}{ab}$	
E_h = coeficiente de elasticidad del hormigón.	(kg./cm. ²)
E_a = id., id., id., del metal.	(kg./mm. ²)
$k = 100 \frac{E_h}{E_a}$	
C = coeficiente de seguridad.	2,5
M_1 = momento resistente crítico.	(m — kg.)
M = id., id. práctico.	»

Los valores numéricos expresados son los que el mismo Mr. Considère emplea para el hormigón y el acero laminado á que ya nos hemos referido.

Para tales valores, atribuyendo á p un término medio de 0,01, á k el máximo, 10, y deduciendo de la (3) $x = 0,6226$, resulta la expresión aproximada:

$$M_1 = (0,04379 + 18,73 p) ab^2; (4)$$

para el momento antiflector crítico, correspondiente á un trabajo de la armadura igual al límite de elasticidad.

La expresión verdadera es una función complicadísima de p y de p^2 . No tiene interés práctico alguno.

Aunque el trabajo del hormigón por tensión desempeñe un papel importante en la resistencia, es preferible en la práctica prescindir de él, suponiendo $t = 0$, lo que aumenta el margen de seguridad y equivale á tener sobradamente en cuenta posibles defectos de construcción, especialmente en el atacado de la parte contigua á la armadura.

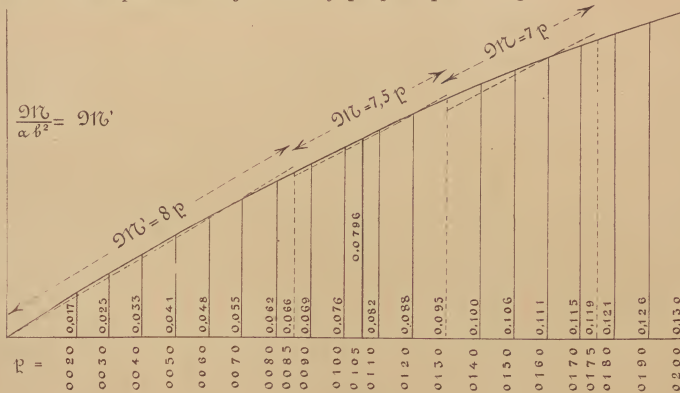
En tal supuesto, el momento resistente práctico es

$$M = \frac{ab^3}{C} \times \frac{3c(1-u) - 200pl}{3c} \times pl$$

que se reduce á

$$M = (8,75 p - 111 p^2) ab^3 \dots (A);$$

ecuación de una parábola de eje vertical y que pasa por el origen.



(Figura II)

Esto último, aunque inexacto, se aviene bien con lo prácticamente admitido, suponiendo los materiales pétreos incapaces de sufrir flexiones.

La curva ofrece un máximo, (el vértice), para $p = 0,0394$, proporción á que nunca se llega en la práctica. No hay para qué discutir sobre lo ilógico que resulta que, á mayor proporción de metal, corresponda, pasado cierto límite, menor momento resistente.

La parábola se puede sustituir á trozos y sin que el error exceda de tres milésimas, por rectas $8p$, $7,5p$ y $7p$, que pasan por el origen y cuyas expresiones son fáciles de retener de memoria. La proporcionalidad casi exacta del momento resistente á la cuantía del esqueleto metálico resulta lógica.

Parecería, sin embargo, más lógica la expresión

$$M = \frac{ab^3}{C} (0,04379 + 18,73 p)$$

si el valor $0,017 ab^3$, que resulta para resistencia de la viga sin armar, no fuera evidentemente exagerado.

Véase la comparación de los resultados de ambas expresiones:

p	$= 0,005$	$0,010$	$0,015$	$0,020$
$(t \approx 12,5) \frac{M_1}{ab^2}$	$= 0,055$	$0,091$	$0,130$	$0,167$
$(t = 0) \frac{M_1'}{ab^2}$	$= 0,041$	$0,076$	$0,106$	$0,130$
$r = \frac{M_1'}{M_1}$	$= 1,341$	$1,197$	$1,226$	$1,284$

La relación de momentos, r , puede tomarse, como término medio, igual á 1,20. La fórmula (A) conduce, por lo tanto, á un coeficiente de seguridad real de 3,00 con respecto al límite de elasticidad de la armadura, es decir, de 6,00 por lo menos, respecto á la rotura de la viga.

Así, pues, por lo ya dicho respecto de esto, ateniéndose á la fórmula (A), puede y debe tenerse en el hormigón armado la misma confianza que en el hierro ó en el acero.

¿Qué valores conviene atribuir á p ?

Una misma sección, ab , con diversas armaduras á razón de p , p , ... es capaz de resistir momentos distintos, M_1 M_2 ... casi exactamente crecientes con p . Este aumento de resistencia se debe al de la tensión total del esqueleto y al del esfuerzo total desarrollado por la parte comprimida, cuyo trabajo unitario crece forzosamente con p .

Hay, pues, dos fases críticas que considerar: la que hasta ahora hemos tenido en cuenta, relativa á la desagregación del hormigón de la parte tendida, cuando el esqueleto trabaja al límite de elasticidad, y la correspondiente á la desagregación de la parte comprimida, cuando el trabajo que se le impone llega á cierto límite para cierto valor de p .

En general, la primera fase se presenta antes que la segunda. El valor de p más ventajoso será el que permita utilizar todo lo posible las resistencias de las partes tendida y comprimida, es decir, el que corresponda á la presentación simultánea de las dos fases críticas.

Volviendo á las ecuaciones fundamentales, y deduciendo de (2) el valor de x correspondiente á $c = 150\text{kg./cm.}^2$, $x' = 0,5625$, la ecuación (3) dará el de $p' = 0,0105$. Debe advertirse que para este caso la relación k , cuyo valor máximo fijamos al principio en 10, debe ahora reducirse á 6 por la rápida disminución de E_h para valores elevados de la compresión.

Si p excede de 0,0105, la fase crítica que primero se presenta, al tratar de romper una viga, es la correspondiente á la desagregación del hormigón comprimido, antes de que el esqueleto llegue á trabajar al límite de elasticidad.

No conviene, pues, desde ningún punto de vista, en las vigas asimétricas formadas por hormigón á 300 kilogramos de cemento y por acero laminado corriente, pasar de $p = 0,0105$. Si se quiere emplear armadura más fuerte, debe darse más resistencia al hormigón, bien aumentando su riqueza en cemento á 400, 500 ó más kilos por m.^3 , bien introduciendo en la parte comprimida un esqueleto especial que la refuerce.

Sea p , la proporción $\frac{\omega_1}{ab}$ de esta nueva armadura, que llevará sus correspondientes flejes en celosía. Se trata de hacer admisible un esqueleto de proporción $p > 0,0105$, al que corresponderá un esfuerzo total en la parte comprimida, mayor también que en ese caso, pero sin que se altere la posición de la fibra neutra. La proporción de metal dentro de dicha parte será $\frac{p}{0,4375} = 2,285 p$,

Como hemos visto en las piezas comprimidas, podrá imponérsele un esfuerzo total de rotura

$$\frac{c_1}{2} \times 0,4375 ab \times (1 + 2,285 \times 51,20 p)$$

siendo c_1 el nuevo máximo de compresión por cm^2 .

Sin armadura secundaria, el mismo esfuerzo total sería

$$\frac{c}{2} \times 0,4375 ab$$

La armadura secundaria reduce el máximo c á

$$c_1 = c \times \frac{1}{1 + 116,99 p_1},$$

ó, lo que es igual, permite elevar la proporción del esqueleto principal á

$$0,0105 \times (1 + 117 p_1);$$

es decir, á 0,0117 para $p_1 = 0,001$; á 0,0166 para $p_1 = 0,005$; y á 0,0228 para $p_1 = 0,010$.

Esto justifica la extraordinaria importancia de la armadura en la parte superior de la viga, importancia que veremos prácticamente comprobada al tratar de las vigas simétricas.

En el estudio de Mr. Considère, la proporción límite es, próximamente, el doble, 0,0217, por referirse al mismo modo que antes, la proporción más ventajosa será 0,0037.

Para los esfuerzos repetidos que produzcan vibraciones de importancia, justifica Mr. Considère el atribuir á c los dos tercios de su valor, es decir, 100 kg./cm^2 . En tal caso, razonando del mismo modo que antes, la proporción más ventajosa será 0,0037.

Sin embargo, esta consideración de las vibraciones es más teórica que práctica respecto al hormigón armado, cuya rigidez y pequeñísimas deformaciones son conocidas. El mismo Mr. Considère declara que, después de 139.052 repeticiones de momentos, próximos al de rotura, á que sometió uno de sus prismas de ensayo, ni las partes tendidas, ni las comprimidas sufrieron alteración ninguna.

No está de más recordar, por otra parte, que el valor de c , base de la fórmula (A), está, desde luego, prudentemente reducido. El hormigón de 300 kilogramos de cemento por m^3 resiste, bien hecho, de 180 á 200 kg./cm^2 .

En resumen, las vigas asimétricas deben calcularse por la expresión:

$$M = (8,75 p - 111 p^2) \times ab^2,$$

ó más sencillamente:

$$M = 7,5 pab^2 = 7,5 ab^2 ; (A')$$

en la que M se expresa en metros-kilogramos, a y b en centímetros y p en centímetros cuadrados, atribuyendo, en general, á p , valores próximos á 0,010 ó 0,011. Si las piezas han de sufrir fuertes trepidaciones, convendrá, exagerando la prudencia, rebajar la proporción á 0,004.

Se comprende que en muchos casos se alteren dichas proporciones tipos por razones particulares. Por ejemplo, en los pisos y cubiertas, cuyo espesor no ha de bajar de 6 á 8 centímetros, para asegurar su buena ejecución, p será el que corresponda á la resistencia requerida, y podrá, á veces, descender hasta 0,002. Y si, por lo contrario, se necesita mucha resistencia para pequeñas dimensiones, lo que conduciría á forzar la proporción de metal más allá de los límites indicados, convendrá recurrir á las armaduras simétricas.

§ IV

VIGAS SIMÉTRICAS

De las concluyentes experiencias de Asnières resulta comprobado: 1.º Que en vigas de esta clase, sólo comienza á sufrir lesiones el hormigón cuando el trabajo impuesto á la armadura, considerada sola, como si no existiese aquél, excede bastante del límite de elasticidad. 2.º Que el trabajo real del esqueleto metálico es siempre muy inferior á la mitad del que, de estar aislado, sin hormigón ninguno, le correspondería. Y 3.º Que la rotura de la viga sólo se produce cuando el trabajo del metal, supuesto aislado, llega á ser próximamente el triple del límite de elasticidad.

El momento resistente práctico de una viga con armadura total pab , simétricamente distribuída, á la distancia $d = \frac{3}{4}b$, será, pues, el de la armadura sola:

$$R' \frac{pab}{2} \times \frac{3}{4}b = \frac{3}{8} R' pab,$$

á condición de atribuir á la resistencia *aparente* R' un valor doble, por lo menos, del que puede imponerse á la armadura aislada.

Para que el coeficiente de seguridad sea el mismo de las vigas asimétricas, 2,5 respecto al límite de elasticidad, que corresponderá por lo dicho á 7,5 respecto á la rotura, deberá hacerse:

$$R' = \frac{2}{2,5} l = \frac{4}{5} l;$$

ó sea, para el acero laminado corriente,

$$\frac{4}{5} 25 = 20 \text{ kg/mm}^2$$

Por lo tanto, expresando, como siempre, las dimensiones en centímetros, y los momentos en metros-kilogramos:

$$M = \frac{3}{8} \times \frac{4}{5} \times 2.500 \times pab^3 \times \frac{1}{100} \text{ (m-kg)} = 7,5 pab^3 = 7,5 \omega b$$

Ambas expresiones concuerdan con las correspondientes á las vigas asimétricas, para proporción de metal p , entre 0,009 y 0,012, es decir, para las más ventajosas, según hemos visto. Las diferencias, para valores de p mayores ó menores que los citados, son de bien poca importancia; y pudiera, por lo tanto, tomarse prácticamente la expresión:

$$7,5 pab^3; \text{ ó } 7,5 \omega b; \text{ ó } 10 \omega d \text{ (B),}$$

como general para cualquier viga, ab , con armadura, pab , simétrica ó asimétricamente colocada.

Esta coincidencia se explica hasta cierto punto: cualquiera que sea la distribución del esqueleto, $p a b$, simétrica, asimétrica ó disimétrica, el momento de inercia, respecto á la horizontal media del rectángulo $a b$, es

$$\frac{ab^3}{12} + \frac{E_a}{E_h} \times p a b \times \frac{d^3}{4} = \frac{a b^3}{12} + \frac{E_a}{E_h} \times \frac{9}{64} p a b^3 =$$

$$\frac{a b^3}{12} \times (1 + \frac{27}{16} \times \frac{E_a}{E_h} p);$$

invariable, si se considera constante la relación $\frac{E_a}{E_h}$, que, en realidad, es distinta, según que el trabajo sea de compresión ó de tensión, y según su mayor ó menor importancia.

Sin embargo, se ocurre inmediatamente objetar que, al deducir la expresión (B), para nada se ha tenido en cuenta la resistencia del hormigón, variable con su riqueza en cemento.

El papel que el conglomerado desempeña en la resistencia de las vigas simétricas es más obscuro y difícil de precisar que lo ha sido en las asimétricas. Desde luego su presencia reduce el trabajo del esqueleto metálico en una cantidad, que para Mr. Harel de la Noë es de poca importancia, pero que debe tener bastante, á juzgar por los resultados experimentales.

Por el hecho de no sufrir lesiones el hormigón hasta haber sido excedido el trabajo correspondiente al límite de elasticidad del esqueleto, hecho igualmente observado con los dos tipos de armadura, puede admitirse que la influencia de la superior no se limita á la parte alta de la viga, aumentando su resistencia total á la compresión, sino que se extiende hasta las fibras más tendidas del conglomerado, puesto que éstas no se hienden sino para un cierto trabajo, próximamente el mismo en los dos tipos de viga, y á pesar de ser la armadura inferior, en las simétricas, la mitad de la de las asimétricas.

Esto se explica, pues ya hemos visto la importantísima ayuda que presta la armadura superior, aunque su cuantía, p_1 , sea pequeña respecto á la de la inferior, p' . Si las dos son iguales, claro es que no podrán coincidir, como en el caso límite, las dos fases críticas, sino que trabajará la parte comprimida en mejores condiciones que la tendida. El efecto total será el de amplificar virtualmente la cuantía, p' , en la relación $(1 + 117 p_1)$ ó sea para $p' = p_1$, que la viga de esqueleto simétrico equivalga á una asimétrica, de armadura total:

$$p = p' + 117 p'$$

y para $p' = 0,0105$, tendremos la proporción total más ventajosa:

$$p = 0,0105 + 0,0128 = 0,0233;$$

que coincide sensiblemente con el resultado de las experiencias de Tedesco, (0,025).

A esta cuantía corresponden:

Según la expresión	(1)	$M = 0,192 a b^3$
» » »	(A)	$M = 0,143 a b^3$
» » »	(B)	$M = 0,174 a b^3$

comprobación racional de esta última expresión.

Comparando dos vigas, de igual esqueleto simétrico, pero de hormigón distinto, la fase crítica, el momento de empezar á desagregarse el conglomerado, se presenta prácticamente al mismo tiempo en las dos, á pesar de la desigual resistencia que aquél ofrece. La única explicación admisible es la siguiente: las variaciones del coeficiente de elasticidad son, como vimos, mucho menores que las de la resistencia unitaria; los alar-

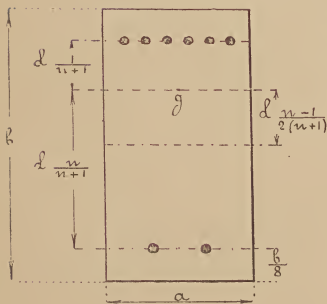
gamientos ó acortamientos difieren muy poco, sea el hormigón más ó menos rico, en cuanto exceden de un cierto límite, hecho evidenciado por las experiencias de Mr. Considère. No es, pues, el máximo de carga por cm.² el que determina las primeras lesiones del hormigón, sino el máximo de alargamiento ó de acortamiento total de las fibras, máximo poco más ó menos igual para todos los hornigones usuales, á partir de una cierta riqueza en cemento.

Sin tratar de ahondar más en la cuestión, en la que cada constructor proclama la superioridad de uno ó de otro tipo de esqueleto, nos limitaremos á observar que, aun cuando no haya explicación rigurosa, la experiencia y el cálculo autorizan juntamente para admitir de un modo racional la equivalencia de los dos tipos de armadura, y por extensión, de los tres, no dependiendo, por lo tanto, la resistencia de una viga más que de la cantidad de metal, cualquiera que sea su distribución, mientras no varíe la distancia ab entre el esqueleto y el ó los lados horizontales del rectángulo.

Sin embargo, lo lógico es emplear cada tipo de armadura según aparece más apropiado á resistir los esfuerzos que en cada caso haya. En las vigas realmente apoyadas, sujetas á momentos flectores todos del mismo signo, es más racional la armadura asimétrica. En las que exista un empotramiento más ó menos eficaz, pero que dé lugar á momentos flectores de distintos signos, conviene la armadura simétrica ó disimétrica, una ú otra, según que los máximos momentos de cada signo sean próximamente iguales ó muy diferentes.

§ V

VIGAS DISIMÉTRICAS



(Figura IV)

Si la armadura total, pab , se distribuye en $n+1$ grupos de barras, cada uno de ellos de sección ω' , y se colocan n grupos en la parte superior, y uno en la inferior, siempre con la separación $d = \frac{3}{4}b$, tendremos:

I respecto á la horizontal del centro de gravedad

$$= n \omega' \times \frac{d^2}{(n+1)^2} + \omega' \frac{n^2 d^2}{(n+1)^2} = \omega' d^2 \frac{n}{n+1}$$

$$\frac{I}{v} \quad (\text{armadura superior}) = n \omega' d$$

$$\frac{I}{v} \quad (\text{armadura inferior}) = \omega' d$$

Una fuerza, f , que obre á una distancia, δ , por encima del centro del rectángulo, ab , ó á $\left(\delta - \frac{d}{2} + \frac{d}{n+1}\right)$ del centro de gravedad de la armadura, producirá en ésta una compresión uniforme, $\frac{f}{(n+1)\omega'}$, por unidad de sección, más un momento flector:

$$f \left(\delta - \frac{d}{2} + \frac{d}{n+1} \right) = f \left(\delta - \frac{d}{2} \times \frac{n-1}{n+1} \right),$$

al que corresponderán, siempre por unidad:

en la armadura superior:

$$\frac{f \left(\delta - \frac{d}{2} \times \frac{n-1}{n+1} \right)}{n \omega' d};$$

y en la inferior:

$$\frac{f \left(\delta - \frac{d}{2} \times \frac{n-1}{n+1} \right)}{\omega' d}.$$

La compresión total de la primera, por unidad de sección, será:

$$\frac{f}{\omega'} \left(\frac{1}{n+1} + \frac{\delta}{nd} - \frac{d}{2nd} \times \frac{n-1}{n+1} \right) = \frac{f}{n\omega'} \left(\frac{1}{2} + \frac{\delta}{d} \right)$$

Y de la segunda, que será compresión ó tensión, según el signo resultante:

$$\frac{f}{\omega'} \left(\frac{1}{n+1} - \frac{\delta}{d} + \frac{d}{2d} \times \frac{n-1}{n+1} \right) = \frac{f}{\omega'} \left(\frac{1}{2} - \frac{\delta}{d} \right)$$

La relación entre una y otra:

$$r = \frac{\frac{1}{n} \left(\frac{1}{2} + \frac{\delta}{d} \right)}{\left(\frac{1}{2} - \frac{\delta}{d} \right)},$$

que para $\delta = 0$, es $\frac{1}{n}$, número > 0 y < 1 , crece con δ hasta convertirse en la unidad para

$$\frac{\delta}{d} = \frac{n-1}{2(n+1)},$$

ó bien:

$$\delta = d \frac{n-1}{2(n+1)},$$

ordenada del centro de gravedad sobre la horizontal media.

La armadura está entonces uniformemente comprimida, á $\frac{f}{(n+1)\omega'}$ por unidad de sección.

Dados δ y d , podrá conseguirse esa repartición uniforme siempre que $\delta < \frac{d}{2}$, distribuyendo la armadura en la relación

$$n = \frac{\frac{1}{2} + \frac{\delta}{d}}{\frac{1}{2} - \frac{\delta}{d}}$$

Para $\frac{\delta}{d} = \frac{1}{2}$, ó $\delta = \frac{d}{2}$, la compresión de la armadura inferior se anula, y la de

la superior es $\frac{f}{n \omega}$, mayor que la media uniforme en $\frac{1}{n+1}$ y cualquiera que sea la relación n .

Para $\delta > \frac{d}{2}$, la armadura inferior está sujeta á tensiones, crecientes con δ . Su valor unitario es el mismo de la compresión en la armadura superior para

$$\frac{1}{n} \left(\frac{1}{2} + \frac{\delta}{d} \right) = - \left(\frac{1}{2} - \frac{\delta}{d} \right), \text{ ó } \delta = d \frac{n+1}{2(n-1)};$$

ó bien, dados δ y d , debe hacerse

$$n = \frac{\frac{\delta}{d} + \frac{1}{2}}{\frac{\delta}{d} - \frac{1}{2}},$$

para que las compresiones y tensiones unitarias sean iguales, lo que puede realizarse siempre que $\delta > \frac{d}{2}$.

Para $\delta > d \frac{n+1}{2(n-1)}$, el valor de la tensión superaría cada vez más al de la compresión.

Se puede, por lo tanto, realizar siempre la distribución más ventajosa de los esfuerzos, igualando sus valores unitarios, con el mismo signo si $\delta < \frac{d}{2}$ y con el opuesto si $\delta > \frac{d}{2}$.

Pero todo lo dicho hasta ahora se refiere al esqueleto aislado. ¿De qué manera modificará esa distribución la presencia del conglomerado?

En el primer caso, en que la repartición de esfuerzos en el esqueleto resulta uniforme para un cierto valor de n , no es aventurado afirmar que aquélla debe alterarse muy poco, y tanto menos cuanto menor sea la razón $\frac{n-1}{2(n+1)}$, que define la distancia entre los centros de gravedad de la armadura y del conglomerado.

Esta razón es sumamente pequeña en la práctica, pues n , en el primer caso, difiere poquísimo de la unidad. El hormigón puede considerarse, por lo tanto, como uniformemente comprimido.

Aun en el segundo caso, el valor de $\frac{n-1}{2(n+1)}$ es pequeño, y el razonamiento subsiste; la alteración debe ser pequeña, y tanto menor cuanto mayor sea p , cuanto más importante sea la armadura. La fibra neutra del conjunto ocupará una posición intermedia entre los dos centros de gravedad, y se aumentará el brazo de palanca δ , aumentando, por consiguiente, la compresión y disminuyendo la tensión. Convendrá, pues, forzar un poco el valor de n .

En tales condiciones, la viga disimétrica se puede asimilar perfectamente á otra simétrica. El efecto de las fuerzas que sobre ella obran, compresión total f y momento flector $f\delta$, se contrarresta por una serie de compresiones y tensiones unitarias, iguales dos á dos en valor absoluto, idénticas á las desarrolladas por una viga de esqueleto simétrico, bajo la acción única de un par flector igual á $f\delta$.

Un cálculo previo determinará, por lo tanto, la sección total del esqueleto, ω , por la expresión

$$f\delta = 7,5 \omega b = 10 \omega d;$$

deducido después el valor de n , fijando el de $d = \frac{3}{4} b$ por las condiciones particulares del problema, se conocerá el de $\omega' = \frac{\omega}{n+1}$, que será la sección de una barra ó de un grupo de ellas. Por último, a se determinará por la condición $p a b = \omega$, en la que p debe ser la proporción más ventajosa en cada caso.

§ VI

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Cualquiera que sea la distribución de la armadura, basta la sección calculada respecto á la flexión para resistir los esfuerzos cortantes.

En una viga de l cm. de luz, cargada á π kilos por cm. lineal, los máximos son:

$$\left. \begin{aligned} M \text{ (cm. — kg.)} &= \frac{\pi l^2}{8} \\ E \text{ (kg.)} &= \frac{\pi l}{2} \end{aligned} \right\} E = M \times \frac{4}{l}$$

El momento resistente, $100 n \omega b$ (cm.—kg.) ha de ser $\geq M$. Resulta, por tanto,

$$E \leq 4 \times n \omega \times \frac{b}{l} \times 100$$

La relación $\frac{b}{l}$ del espesor, ó altura, á la luz, oscila, en los suelos, entre $\frac{2}{100}$ y $\frac{6}{100}$, y en las vigas alcanza hasta $\frac{10}{100}$.

La resistencia unitaria al esfuerzo cortante, $\frac{E}{n} \leq 400 n \frac{b}{l}$, varía correlativamente entre 0,60, 1,80 y 3,00 kg./mm.², para $n = 7,5$.

El hormigón, considerado independientemente de la armadura, sufre:

$$\frac{E}{ab} \leq 400 n p \frac{b}{l}$$

cuyos valores correspondientes, también para $n = 7,5$, son; 60 p , 180 p , 300 p , kilogramos por centímetro cuadrado, ó sean para $p = 0,01$: 0,60, 1,80, 3,00.

Debe observarse que estos valores son los medios. Como el esfuerzo cortante se reparte en el rectángulo, no por igual, sino con arreglo á una ley parabólica, los trabajos máximos serán aquéllos multiplicados por $\frac{3}{2}$, es decir, 0,90, 2,70 y 4,50, todos sobradamente admisibles, puesto que la cohesión, γ , alcanza, cuando menos, á

$$\frac{R_h}{4} = \frac{150}{4} = 37,5 \text{ kg./cm.}^2$$

§ VII

RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO LONGITUDINAL

Aunque, como acabamos de ver, las secciones de hormigón y de metal calculadas con arreglo á la flexión, bastan con holgura para resistir al esfuerzo cortante, necesitan un complemento para resistir al deslizamiento de las fibras, función de dicho esfuerzo.

La fuerza total de deslizamiento, por unidad de superficie, es vez y media el esfuerzo cortante medio, $\frac{E}{ab}$, que obra en una sección rectangular. Tiende á dividir la viga en dos partes separadas por el plano de mínima resistencia.

En un trozo de viga, de longitud x , ese esfuerzo total es:

$$\frac{3}{2} \frac{E_1}{ab} \times ax = \frac{3}{2} \frac{E_1}{b} x;$$

siendo E_1 el medio entre los diversos E correspondientes á cada sección del trozo x .

El desgarramiento se evitará ligando íntimamente las dos partes de la viga que tienden á separarse, por medio de armaduras secundarias que unan la principal con la parte de viga sujeta á mayores esfuerzos de compresión.

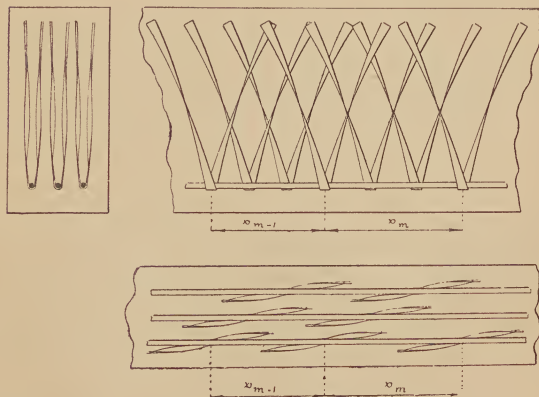
Mr. Hennebique realiza esta unión por medio de estribos de fleje, á los que atribuye la resistencia al esfuerzo cortante. Como esos estribos están en un plano, claro es que en nada ayudan á resistir el esfuerzo cortante que obre en cualquier otro plano distinto. Considerados en su verdadero papel, el de resistir el desgarramiento longitudinal, sólo relacionan la armadura con una zona muy limitada del hormigón, y tienen, además, el inconveniente de prestarse á deslizarse dentro de la masa de éste, á pesar de la curvatura de sus extremos.

Disponiéndolos en la forma de la figura V, cada rama en un plano, y además retor-

torcida, se interesa una gran extensión comprimida, no se acumulan los flejes en un espacio pequeño y el atacado del hormigón se puede hacer en mejores condiciones.

En los proyectos, para no complicar los dibujos, representamos los grupos de flejes como si sus planos medios coincidieran, en lugar de repartirse dentro de la longitud protegida.

Esto en las vigas asimétricas; en las otras, los flejes conviene pasarlos alter-



(Figura V)

nativamente de la armadura inferior á la superior, formando una celosía de vano variable.

Sea n el número de flejes comprendidos en la longitud x y φ la sección de uno, en cm^2 . No haciéndolos trabajar más que á 8 kg./mm.², como es usual, se determinará la longitud protegida, x , ó la sección necesaria, $n\varphi$, por la condición:

$$800 \times 2 n \varphi = \frac{3}{2} \frac{E_1}{b} x;$$

$$n \varphi = 0,00094 \frac{E_1}{b} x; \quad \text{ó} \quad x = 1066 \frac{b}{E_1} n \varphi$$

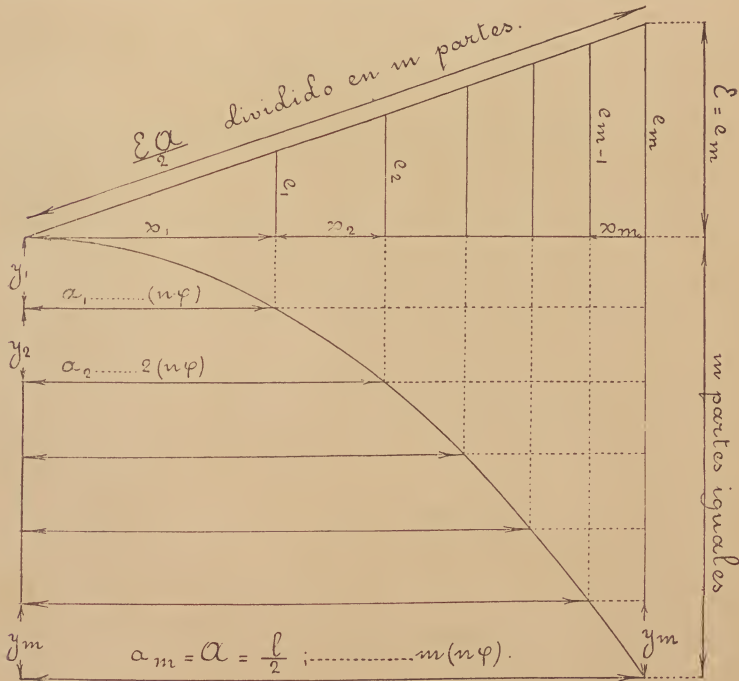
ó más sencillamente:

$$n \varphi = 0,001 \frac{E_1}{b} x; \quad 1000 \frac{b}{E_1} n \varphi = x$$

con lo cual el trabajo es, en lugar de 8 kg./mm.², $8 \times 0,94 = 7,5$.

Se dispone de dos de las tres cantidades n , φ , x . La primera se hace igual al número de grupos de barras de la armadura, y x se fija por un tanteo, de modo que φ resulte la sección de un fleje con dimensiones usuales en el comercio.

Pero x varía con E_1 , y E_1 , promedio de los diversos esfuerzos cortantes que obran en la longitud x , es desconocido. Para determinar de un modo sencillo los espaciamientos x á que deben colocarse los grupos de flejes, $n\varphi$, observemos que la repartición de esfuerzos cortantes puede representarse, en general, por un triángulo, cuya área deberá quedar dividida en m partes de anchura variable x , pero todas de igual superficie $E_1 x$.



(Figura VI)

El primer grupo, $n \varphi$, protegerá una longitud a_1 , determinada por

$$n \varphi = 0,001 \frac{E_1}{b} a_1 = k a_1 \times e_1$$

$$\text{ó bien, como } \frac{e_1}{a_1} = \frac{E}{A}$$

$$n \varphi = k a_1^2 \times \frac{E}{A}; a_1^2 = \frac{1}{k} n \varphi \frac{A}{E} \times 1$$

Del mismo modo los dos primeros grupos, $n \varphi$, protegerán una longitud:

$$a_2^2 = \frac{1}{k} n \varphi \frac{A}{E} \times 2;$$

Y los m grupos la longitud total:

$$a_m^2 = \frac{1}{k} n \varphi \times \frac{A}{E} \times m$$

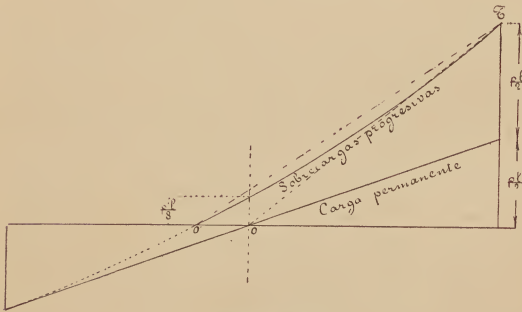
Las distancias $a_1 a_2 \dots a_m$ son las ordenadas de una parábola de eje vertical correspondientes á abscisas sucesivas 1, 2, 3 ... m .

Basta, por lo tanto, trazar una parábola de parámetro cualquiera y determinar la diferencia y_m correspondiente al trozo $x_m = 1000 \frac{b}{E} n \varphi$: los puntos correspondientes á abscisas $y_m, 2 \times y_m, \dots, m \times y_m$, determinarán, proyectados sobre el eje de la viga, las distancias $x_1 x_2 \dots x_m$.

Los esfuerzos cortantes máximos producidos por un peso uniforme y por una sobrecarga que avanza progresivamente de un apoyo á otro, están representados por un

triángulo parabólico de altura l superpuesto al triángulo rectilíneo de altura $\frac{l}{2}$ de la carga permanente.

Sustituyendo el arco de parábola por una recta TO' se puede aplicar la construcción citada, con un ligero error por exceso. Pero, en general, no hay necesidad de determinar O' : se atribuye á x_m un valor menor que el verdadero, pues se



(Figura VII)

considera el esfuerzo cortante máximo E en lugar del que corresponde realmente $\frac{E_{m-1} + E_m}{2}$. Por otra parte, sólo por casualidad coincidirá un punto de división con el centro O de la viga. Lo práctico es, por tanto, hacer la construcción partiendo del centro con el valor y_m determinado en el extremo.

En todo lo dicho hemos prescindido de la resistencia al desgarramiento que presenta el conglomerado, que en la mayoría de los casos no debe ser despreciada.

En el trozo de longitud x la fuerza de desgarramiento es $\frac{3}{2} \frac{E_1}{b} x$, y la resistencia al mismo será la sección horizontal, ax por la cohesión γ , que hemos visto es $\frac{R_h}{4}$. La condición de equilibrio es, pues:

$$E_1 = \frac{2}{3 \times 4} R_h \times ab = \frac{1}{6} R_h \times ab$$

ó, para $R_h = 150 \text{ kg./cm.}^2$

$$E_1 = 25 ab.$$

En la práctica, con un coeficiente de seguridad 5, el desgarramiento á que deberán resistir los flejes será el correspondiente á un esfuerzo cortante

$$E_1 = 5 ab$$

Esta minoración no tiene importancia en las vigas medianas ó pequeñas, pero sí para secciones, ab , bastante grandes. De no tenerla en cuenta, las armaduras secundarias llegarían á adquirir una importancia exagerada.

§ VIII

EFFECTO DE LAS VARIACIONES DE TEMPERATURA

El coeficiente de dilatación del hormigón armado tiene, como hemos visto, un valor considerable é igual, sensiblemente, al relativo al hierro y al acero. Si aquel material tuviera, como éstos, buena conductibilidad para el calor, sus aplicaciones á la construcción serían muy limitadas, por la necesidad imprescindible de permitir la libre dilatación de los elementos, lo que obligaría á adoptar disposiciones difícilmente realizables, dadas las condiciones de volumen y peso del hormigón armado.

Por fortuna, su conductibilidad es pequeñísima, gracias á lo cual se puede prescindir del estudio de la dilatación en la mayor parte de las obras. Pero no así en la nuestra, cuya gran longitud puede sufrir aumentos ó disminuciones relativamente considerables.

La mala conductibilidad es, respecto al calor, lo que la inercia respecto al movimiento. Las construcciones metálicas siguen las variaciones de temperatura ambiente con un retraso bastante pequeño, por su gran conductibilidad y por la pequeñez relativa de su masa. En las de fábrica, por lo contrario, su gran masa, y, sobre todo, su mala conductibilidad, hacen que el retraso de sus variaciones de temperatura respecto á las del medio ambiente sea grande, y que las temperaturas máximas ó mínimas no alcancen á las del ambiente y sean distintas en cada punto de una misma sección de un elemento.

El estudio de esos máximos ó mínimos y de esa desigualdad de distribución de temperaturas, es muy difícil, por no decir imposible. Nos limitaremos á hacer un análisis general para deducir lo que importa en el problema: el máximo de dilatación que prácticamente hay que tener en cuenta.

De las experiencias hechas en la Exposición de Gante, (*Revista de Obras Públicas*, 18 de Enero de 1900), podemos deducir la ley de transmisión de temperaturas en el hormigón armado.

Considerando un prisma de espesor e , á una temperatura inicial t^0 , y sometido durante H horas por una de sus caras á una temperatura exterior T^0 , la ecuación:

$$t_1^o = t^o + \frac{C \times (T^o - t^o) \times H}{e}$$

ó bien:

$$t_1^o - t^o = \delta = \frac{C \times D \times H}{e};$$

dará el aumento de temperatura en el plano ó cara posterior.

Observemos que esta ecuación expresa la *propagación* de la temperatura en función del tiempo y no debe confundirse ó asimilarse con la ley de Fourier:

$$t_1^o - t^o = (T^o - t^o) \times e^{(-ax)}$$

que expresa la *distribución* de temperaturas, en un instante dado, en un sólido indefinido, sumergido en un ambiente á t^o y con un punto ($x = 0$), mantenido á T^o .

La constante característica, C , se deduce de las citadas experiencias. Encendido el fuego á las 2 y 40 bajo un suelo de 12 cm. de espesor, cuya temperatura inicial era $18^o,5$, subió ésta en la cara superior á 20^o á las 3 y 35, y á $20^o,5$ á las 3 y 40. Considerando este último período de cinco minutos, durante el cual la temperatura de la cara inferior debió ser constantemente, bien establecido ya el régimen de la hoguera, de 1.200^o *por lo menos* (no se midió, pero en otras experiencias fué más de 1.200^o), resulta:

$$C = \frac{0^o, 5 \times 12 \text{ cm.}}{1.200^o \times \frac{1}{12} \text{ horas}} = 0^o,06.$$

Tal es el aumento por hora, por grado de diferencia y por centímetro de distancia entre las dos superficies que se consideren.

En los elementos del muelle, cuyo espesor mínimo es 25 cm. (terceletes y losas) y de 50 en las piezas más importantes (formaletes, tirantes y arcos), la transmisión del calor al núcleo de la sección es sumamente lenta. Consideremos un elemento bañado por el sol, un formero, por ejemplo: supongamos toda su masa á la temperatura *media anual* de unos 20^o ; admitamos que el sol lo hiera *normalmente*, calentando una de sus caras á 65^o , mientras que la cara en sombra está á 45^o ; temperaturas ambas enormes y raras veces alcanzadas.

El plano medio del formero sufrirá una elevación de

$$\frac{0,06}{25} \times (45^o + 25^o) = 0^o,168$$

en la primera hora

En general, para temperaturas inicial t^o y exterior T^o , los aumentos sucesivos de hora en hora, prescindiendo de la continuidad con que se verifica la transmisión del calor, son, para el espesor unidad:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= C (T^o - t^o) = C D \\ \delta_2 &= C (T^o - (t^o + \delta_1)) = C D - C^2 D \\ \delta_3 &= C (T^o - (t^o + \delta_1 + \delta_2)) = C D - 2 C^2 D + C^3 D \\ \delta_4 &= C (T^o - (t^o + \delta_1 + \delta_2 + \delta_3)) = C D - 3 C^2 D + 3 C^3 D - C^4 D \\ &\vdots \\ \delta_n &= C (T^o - (t^o + \delta_1 + \delta_2 + \dots + \delta_{n-1})) = C D - (n-1) C^2 D + \end{aligned}$$

$$+ \frac{(n-1)(n-2)}{1 \cdot 2} C^3 D - \frac{(n-1)(n-2)(n-3)}{1 \cdot 2 \cdot 3} C^4 D + \dots$$

$$+ \left(-1^{(k+1)} \right) \times \frac{(n-1)(n-2)(n-3) \dots (n-k+1)}{1 \cdot 2 \cdot 3 \dots (k-1)} C^k D;$$

y el incremento total, al cabo de n horas:

$$\Delta = \sum_0^n \delta = C D \left[\begin{array}{c|c|c|c} n-1 & C & + & \frac{1}{3} C^2 & - & \frac{1}{4} C^3 & + \text{etc.} \\ & 3 & & 6 & & 10 & \\ & \vdots & & \vdots & & \vdots & \\ & n-1 & \frac{(n-1)(n-2)}{1 \cdot 2} & \frac{(n-1)(n-2)(n-3)}{1 \cdot 2 \cdot 3} & & & \end{array} \right]$$

serie que converge rápidamente y cuya suma puede tomarse, con mucha aproximación, igual á los dos primeros términos, más los dos tercios del tercero.

Limitándonos al período de cuatro horas, que se puede, al máximo, suponer para duración de las temperaturas citadas:

$$\sum_0^4 \delta = \Delta = \frac{0,06 \times 70^\circ}{25} \times \left[4 - 6 \times 0,06 + \frac{2}{3} 4 \times 0,06^2 \right]$$

$$= 0^\circ,168 \left[4 - 0,36 + 0,0096 \right] = 0^\circ,168 \times 3,6496 = 0^\circ,613.$$

No dejaremos de observar que, aparte de la exageración que desde luego existe en los guarismos, hay otra mucho mayor todavía en suponer que *en el momento inicial* las caras en contacto con el ambiente *tienen ya* las temperaturas 65° y 45° , mientras que el núcleo de la pieza conserva la *media anual* de 20° . Lo más próximo á la realidad será tener en cuenta la *inercia*, es decir, la tardanza en calentarse las caras exteriores, tomando la mitad de la diferencia solamente.

El aumento será entonces:

$$\frac{0,613}{2} = 0^\circ,307,$$

durante el referido período de cuatro horas.

Consideremos ahora un período de 16 horas, durante los cuales la *media total ambiente*, sea 30° , lo que, aun en Sevilla, es ciertamente muy exagerado. El incremento de temperatura del plano medio será:

$$\sum_0^{16} \delta = D \times 0,06 \times \left[16 - (1 + 2 + 3 + \dots + 15) \times 0,06 \right]$$

$$+ \frac{2}{3} (1 + 3 + 6 + 10 + \dots + 91 + 105) \times 0,06^2 \times \frac{2}{25} =$$

$$= D \times 0,0048 \times \left[16 - 120 \times 0,06 + \frac{2}{3} \times 575 \times 0,06^2 \right] =$$

$$= 0,0048 D \times [16 - 7,20 + 1,38] =$$

$$= 0,0048 D \times 10,18 = 0,0489 D$$

La caída ó diferencia de temperatura, D, de las caras exteriores, al interior del elemento considerado, no puede ser ahora la diferencia hasta la temperatura ambiente, por la lentitud con que aquéllas se van calentando. Si se toma, como parece lógico, la mitad de la diferencia, y se supone el núcleo á 20°, resultará un incremento de

$$\delta_1 = 0,0489 \times \frac{10^\circ}{2} = 0^\circ,2445$$

durante la totalidad de 16 horas de calor extremado, con una *media total* de 30°.

En las ocho horas de noche, á una temperatura *media* de 20°, el fenómeno es más complejo. Durante un cierto tiempo el núcleo continúa calentándose, mientras las caras exteriores comienzan á enfriarse; el máximo de temperatura se va trasladando hacia el interior de la masa y disminuyendo progresivamente al mismo tiempo.

Durante el segundo período puede considerarse que el enfriamiento de la masa es general, y que, en resumen, el efecto de la noche es el de distribuir y *uniformar* en cierto modo las temperaturas de los distintos planos del elemento de hormigón. Es racional admitir que todo él quede á la temperatura alcanzada por el núcleo.

Al día siguiente habrá un nuevo incremento:

$$\delta_2 = 0,0489 \text{ D} = 0,0489 \times \frac{1}{2} (10^\circ - 0^\circ,2445);$$

que entra dentro de la ley algebraica ya anunciada, tomando como nuevo coeficiente de aumento por *unidad de tiempo* (período de veinticuatro horas, diez y seis de *propagación* y ocho de *distribución*):

$$C_1 = \frac{0,0489^\circ}{2} = 0,0244^\circ;$$

y refiriéndose siempre á la diferencia *inicial* de temperaturas

$$D = 30^\circ - 20^\circ = 10^\circ.$$

Por lo tanto, el incremento total relativo á un mes exageradamente caluroso, será:

$$\begin{aligned} \sum_0^{30} \delta &= 0,0244 \times 10^\circ \left[30 - 435 \times 0,0244 + \frac{2}{3} \times 4060 \times 0,0244^2 \right] = \\ &= 0,244 \times [30 - 10,614 + 1,611] = \\ &= 0,244 \times 20,997 = 5^\circ,123 \end{aligned}$$

Conocida ya la influencia de las temperaturas extremadas, tratemos de ver la relativa á las variaciones medias. Consideremos ahora á 20°, *media* anual, el hormigón; supongamos durante doce horas una *media total* de 26° (*media* de las *máximas* de Abril, 25°,6); prescindamos del enfriamiento producido durante la noche, aunque ahora es más importante, por ser mayor el descenso de temperatura y por obrar durante más tiempo. Los incrementos serán:

$$\begin{aligned} \sum_0^{12} \delta &= \frac{2}{25} \times 0,06 \times D \left[12 - 66 \times 0,06 + \frac{2}{3} \times 225 \times 0,06^2 \right] \\ &= 0,0048 \text{ D } [12 - 3,96 + 0,54] = 0,0411 \text{ D} \end{aligned}$$

ó bien:

$$0,0411 \times \frac{6^{\circ}}{2} = 0^{\circ},1233 = \Delta_d$$

valor del incremento *medio diario*;

$$\sum_0^{30} \Delta_d = 0,1233 \times 20,997 = 2^{\circ},589 = \Delta_m$$

valor del incremento *medio mensual*; y por último:

$$\begin{aligned} \sum_0^3 \Delta_m &= 2^{\circ},589 [3 - 1 \times 0,6] = 2^{\circ},589 \times 2,40 = \\ &= 6^{\circ},21 = \Delta_t, \end{aligned}$$

valor del incremento *medio trimestral*.

Estos últimos guarismos son los que dan mejor idea de la ley general de variación de temperatura. Desde fin de Mayo (media de las *medias* 20°,2), hasta últimos de Agosto (media de las *máximas* 38°,3), la temperatura en el interior de las piezas irá constantemente creciendo, hasta alcanzar un incremento algo mayor que el medio trimestral calculado, de 6°,21, por la influencia de los periodos de grandes calores, pero, seguramente, inferior á 10°.

Á principios de Septiembre se iniciará el descenso, más rápido que el ascenso durante los dos primeros meses, y proseguirá después más lentamente, hasta llegar á una baja de menos también de 10°, con relación á la media anual, en los meses de Diciembre ó Enero. Y á partir de éstos, se iniciará el ascenso, lento al principio, más rápido en los meses de Marzo y Abril, hasta volver de nuevo á la temperatura media.

Dentro de una misma sección habrá, en general, bastante desequilibrio de temperaturas durante el día, desequilibrio que tenderá á desaparecer durante la noche, aproximándose la temperatura media de todos los planos de la sección á la del plano diametral, cuyas variaciones son las mínimas y sólo cambian de signo hacia los equinoccios.

Las diferencias locales de temperatura se traducen en una serie de esfuerzos de deslizamiento, anulados ó, por mejor decir, equilibrados, por las fuerzas de cohesión. Mientras el núcleo esté á temperatura distinta de la de las caras, el efecto de esa serie de esfuerzos interiores á la masa es localizar, por decirlo así, en aquél, la mayor parte del trabajo producido por las dilataciones ó contracciones, en lo cual hay evidente ventaja para la resistencia de la pieza.

En resumen: dados los cálculos ya hechos, que, si no resuelven el complicadísimo problema de las variaciones de temperatura del hormigón, dan, por lo menos, una idea aproximada de la ley del fenómeno; vista la concordancia entre los guarismos que expresan las oscilaciones medias de temperatura en el ambiente y en la construcción, es racional sentar que la base para el cálculo de los esfuerzos debidos á los cambios de temperatura, no puede ser, como en los cuerpos buenos conductores, la oscilación entre las mínimas y máximas absolutas, sino *únicamente la oscilación entre el mínimo y el máximo de las medias mensuales*.

Agreguemos, para terminar, que en todo lo dicho hemos prescindido de dos factores cuya influencia, favorable, es de importancia. Hemos supuesto que la transmisión del calor entre el aire y las piezas, y viceversa, se verifica únicamente por el mútuo contacto. El efecto del viento y de la lluvia, y particularmente, el de la irradiación ó poder emisor, muy grandes en el hormigón (90, siendo 100 el del negro de humo), contribuyen en gran escala á aminorar la cuantía, y sobre todo, la constancia supuesta en los incrementos de la temperatura exterior.

El cuadro que sigue permite formar idea de las variaciones de temperatura en Sevilla durante los tres últimos años:

TEMPERATURAS Y OSCILACIONES MEDIAS

MESES	1933				1939				1940				TRIENIO			
	Media	Maxima	Minima	Oscilación	Media	Maxima	Minima	Oscilación	Media	Maxima	Minima	Oscilación	Media	Maxima	Minima	Oscilación
Enero.	10,8	16,4	5,3	11,1	10,2	16,1	4,4	11,7	9,7	15,3	4,2	11,1	10,2	15,9	4,6	11,3
Febrero.	11,3	18,6	4,1	14,5	12,8	19,6	8,0	11,6	13,0	17,6	8,4	9,2	12,4	18,6	6,8	11,8
Marzo.	12,6	19,0	6,3	12,7	14,9	21,0	8,9	12,1	12,9	19,0	6,8	12,2	13,5	19,7	7,3	12,3
Abril.	16,2	23,6	8,9	14,7	19,7	28,4	11,1	17,3	18,2	24,8	10,9	13,9	18,0	25,6	10,3	15,3
Mayo.	19,3	27,5	11,2	16,3	22,4	30,6	14,2	16,4	19,0	26,4	11,6	14,8	20,2	28,2	12,3	15,8
Junio.	24,2	32,8	15,7	17,1	23,6	31,7	15,6	16,1	24,8	33,5	16,2	17,3	24,2	32,7	15,8	16,8
Julio.	28,9	38,7	19,1	19,6	29,5	39,2	19,9	19,3	29,2	38,9	19,6	19,3	29,2	38,9	19,5	19,4
Agosto.	29,2	39,3	9,1	20,2	29,4	38,5	20,4	18,1	28,1	37,2	19,0	18,2	28,9	38,3	19,5	18,8
Septiembre.	26,7	34,0	19,5	14,5	26,1	34,4	17,8	16,6	25,0	32,2	18,6	13,6	25,9	33,5	18,6	14,9
Octubre.	20,2	26,3	14,2	12,1	27,7	28,5	17,0	11,5	19,5	25,0	13,2	11,8	22,5	26,6	14,8	11,8
Noviembre.	13,5	17,8	19,3	8,5	16,2	22,0	10,5	11,5	13,5	18,3	8,5	9,8	14,3	19,4	9,4	9,9
Diciembre.	10,0	16,2	3,9	12,3	10,4	16,1	4,8	11,3	10,9	16,2	5,4	10,8	10,4	16,2	4,7	11,5
MEDIAS	18,7	25,9	11,4	14,5	19,8	27,0	12,7	14,3	18,6	25,4	11,8	13,6	21,4	26,1	12,0	14,1



CAPÍTULO III

§ I

DESCRIPCIÓN GENERAL

NUSTRAMOS como origen de la obra la desembocadura del arroyo Tamarguillo, (Hoja número 3), á partir de cuyo cruce se puede disponer en los terrenos, hoy de la huerta del Carmen, de todos los necesarios para desarrollar la zona de servicio con la amplitud que un muelle moderno exige.

La longitud por hoy proyectada es de 409,50 metros entre ejes de los pilares extremos, ó 412,50 de línea de atraque; longitud que resulta de establecer tres paños de 136,50, compuestos cada uno de diez elementos, ocho ordinarios de 13,50 metros entre ejes de pilares y dos extremos de 14,25. (Véanse las hojas números 2, 4, 5 y 6).

Los pilares que separan un paño de otro, y que llamaremos *divisorios*, responden á la necesidad de dejar cierto huelgo á las dilataciones. Son macizos compuestos de una parte inferior, prismática cuadrada, de 3,00 de lado; otra, con tres paramentos planos y verticales y uno cilíndrico parabólico, hasta la altura — 1,00; y otra prismática rectangular, de 3,00 $\times$ 1,50 hasta la coronación, dividida simétricamente por la junta de dilatación.

Los pilares ordinarios sólo difieren en tener la parte intermedia limitada por un paramento vertical y tres cilíndricos, y la superior prismática cuadrada, de 1,50 $\times$ 1,50. Dentro de ambos tipos difieren los de ribera de los interiores por la altura y por la forma de la parte central.

Como veremos más adelante, todos los pilares tienen resistencia y estabilidad suficientes para hacer de estribos.

Las luces entre paramentos interiores de pilares son siempre de 12,00 metros, y de 15,00, es decir, de la anchura precisa para el sostenimiento del terraplén, la distancia entre los frentes opuestos.

La planta y cortes transversales de la hoja número 4 hacen ver claramente la disposición de todos los elementos. A una altura de 0,50 sobre la bajamar arrancan en cada cuadrícula los cuatro formeros y los dos aristeros, todos ellos arcos parabólicos empotrados en los pilares. Los primeros alcanzan con su trasdós hasta la altura + 7,50, recibiendo allí el tirante respectivo. Los aristeros, de mayor escuadria por su mayor luz ó importancia, enrasan su trasdós á + 8,50, empotrándose allí en ellos los formaletes, que por sus otros extremos se empotran en los tirantes.

En los riñones de los aristeros se levantan cuatro prismas rectangulares que sirven de apoyo á la intersección de los cuatro terceletes que subdividen cada cuadrícula de segundo orden, empotrándose sus extremos en los formaletes ó en los tirantes.

Quedan así realizados 16 cuadrados de $3,00 \times 3,00$ de vano, que se cubren con losas de dos tipos. Unas de $3,20 \times 3,20$, y otras rectangulares que, además de cerrar el vano, vuelan, después de apoyarse sobre los tirantes de los paramentos, hasta enrasar con los de los pilares y presentan una vuelta para contener el adoquinado.

Este último, sentado sobre una capa de arena, y con inclinación transversal de 0,01, forma el pavimento. La altura de ambas partes es la suficiente para poder asentar las vías, una de grúas y tres normales, bien sobre traviesas ordinarias, bien sobre largueiros de hormigón, como creemos preferible.

El terreno natural, cuya altitud es casi constante de + 7,50, se recubre hasta la 9,15 con un terraplén, contenido lateralmente por un macizo de piedra en seco, de 1,00 de altura, que se prolonga hacia abajo formando el revestimiento del talud y descansando en otro macizo, con una berma de 1,00 á la altura de la bajamar escorada. Este revestimiento constituye, en realidad, un exceso de precaución, y, si lo proponemos, es únicamente por el temor de que los remolinos causados por los pilares de ribera pudieran, nó alterar la estabilidad del terraplén, pero sí producir alguna degradación en su talud.

Los detalles de forma y constitución de todos los elementos de la obra se ven con claridad en las hojas números 4, 5, 6, 7 y 8. Al exponer los cálculos de resistencia de cada uno de aquellos completaremos su descripción.

§ II

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS Y SOBRECARGAS

Hemos razonado ya la adopción de una sobrecarga, tipo de 3.750 kilos por metro cuadrado, como base general de cálculo, y siempre que la consideración de las cargas aisladas no conduzca á resultados más desfavorables.

En la hoja número 9 se marcan sobre la proyección horizontal de los diversos elementos, las superficies que pueden racionalmente considerarse como afectas á cada uno de ellos. Se señalan en azul las cargas repartidas, sea cualquiera la ley, y en rojo las que obran en puntos aislados ó, realmente, en superficies de pequeña extensión.

Apoyadas las losas en todo su perímetro, los cuatro lados de éste se hallan en iguales condiciones; la sobrecarga que corresponde á un tercelete, está, por tanto, limitada á uno y otro lado del eje de la pieza por las diagonales de los cuadrados respectivos. Esta carga, distribuida según una ley triangular, afecta á una superficie de 5,29 m.² y equivale, englobando el peso muerto de piso y pavimento y la sobrecarga, en 5 toneladas por m.² á 26.450 kilos.

Sobre un formalete obran: en el centro, y aisladamente, las acciones de dos terceletes, y, á lo largo de toda la pieza, una carga variable, repartida según una ley representada por dos triángulos, más la uniforme relativa á la proyección horizontal, propia del formalete.

Un tirante de los dirigidos normalmente á la ribera recibe en su centro las acciones de dos formaletes, que transmite íntegras al trasdós del formero, sobre el cual descansa; y, lateralmente, las de dos pares de terceletes. Como veremos después, el tirante tiene una rigidez enorme, gracias á la cual una gran parte, ya que no la totalidad de la carga relativa á los terceletes, se transmite á los pilares. Sin embargo, consideraremos como hipótesis más desfavorable, que sólo afecte á los pilares la superficie de los semivanos contiguos. La restante, en forma de cruz, será la que actúe sobre el formero en el vértice de su trasdós.

Los tirantes paralelos á la ribera soportan superficies bastante menores, que su-

pondremos, sin embargo, iguales á la ya citada, haciendo, por tanto, idénticos todos los tirantes y formeros.

Las cargas aisladas sobre los riñones de los aristeros corresponden á las acciones de los cuatro terceletes que allí toman apoyo.

Por último, sobre la cruz formada por los dos aristeros gravita toda la carga transmitida por los extremos de los cuatro formaletes que allí concurren. Debe, naturalmente, considerarse distribuida por igual entre los dos aristeros.

Basta la simple inspección de la figura para comprender que la distribución hecha es perfectamente racional. Y una ojeada á los guarismos que expresan la cuantía de los esfuerzos, para los que la obra se calcula, hace ver, desde luego, que sus condiciones de solidez han de ser realmente extremadas.

Si, como ya dijimos, no fueran, dentro de este género de obras, nuevos la forma y el material é inusitadas las dimensiones, y si no hubiéramos querido, por tal razón, exagerar la robustez para compensar la incertidumbre ó desconfianza que aquellas condiciones pudieran inspirar; si proyectáramos como si se tratara de una obra metálica, ateniéndonos estrictamente á las condiciones reales de trabajo, llegaríamos á una construcción de ligereza y economía sorprendentes.

El piso pudiera, en realidad, quedar constituido simplemente por las mismas losas, empotrando en su masa los carriles y estampando en su sobrelecho ranuras cruzadas. Sólo con esto bajaría el peso muerto de 1.250 á 500 kilos por metro cuadrado. Ateniéndonos al tipo de sobrecarga ya sancionado en Burdeos, y aceptado para Sevilla por la superioridad, de 2.500, la carga total, base del cálculo, descendería de 5.000 á 3.000 kilogramos por unidad de superficie. Ciertas piezas, como las losas y terceletes, serían como las proyectadas por no variar los esfuerzos debidos á cargas aisladas, pero la masa principal y más costosa, los tirantes, arcos y pilares, sufrirían grandísima reducción.

A pesar de que tal construcción no dejaría de merecer la confianza necesaria, consideramos preferible, hoy por hoy, exagerar la robustez de la obra, asegurándole, sobre todo, una duración prácticamente indefinida. Y tanto más cuanto que, aun excesivamente robusta, será mucho más económica que cualquiera otra similar.

§ III

LOSAS

Se apoyan sobre todo el contorno de un vano cuadrado de 3×3 m. (Hojas números 4 y 7.)

Peso de la losa: $0,25 \text{ m}^3 \times 2.300$	575	kg./m. ²
» del adoquinado: $0,125 \times 2.800$	350	»
» de la arena: espesor medio, 0,20; $0,20 \times 1.500$	300	»
Peso muerto.	1.220	} 5.000 kg./m. ²
Sobrecarga uniforme.	3.750	

Armadura cruzada: 6 r de 20 mm. en m. l. y en cada dirección; $\omega = 18,84 \text{ cm.}^2$; espesor = 25 cm.; $p = 2 \times 0,0075$.

Momento resistente = $7,5 \times 18,84 \times 25 = 3.532,5 \text{ m.-kg.}$ por m. de anchura y en cada dirección.

Momentos máximos en una dirección:

$$\text{Total} = \frac{1}{2} \times \frac{1}{8} 5.000 \times 3^2 = 2.812 \text{ m—kg.}$$

$$\text{Por peso muerto} = \frac{1}{2} \times \frac{1}{8} \times 1.250 \times 3^2 = 703 \text{ »}$$

El exceso de momento resistente sobre este último, 2.829 m—kg., equivale al producido por un peso aislado en el centro del vano.

$$P = 2 \times \frac{4 \text{ m.}}{7} = \frac{8}{3} 2.829 = 7.545 \text{ kg.}$$

por cada metro de anchura, ó en total á 22.635 kg., obrando en el centro del cuadrado.

Una locomotora de 40 toneladas y tres ejes solamente, podrá circular en perfectas condiciones. Supuesto el eje central sobre uno de los de simetría de la losa, producirá en un sentido un momento

$$\frac{40.000}{3 \times 2} \times \frac{3}{4} = 5.000 \text{ m—kg.}$$

En el mismo sentido corresponderá á cada uno de los otros dos ejes, supuestos á 1,20 m. del central,

$$\frac{40.000}{3 \times 2} \times \frac{2,80}{3,00} \times 0,30 = 1.866 \text{ m—kg.}$$

En total, el momento flector máximo será:

$$5.000 + 2 \times 1.866 = 8.732 \text{ m—kg.,}$$

cuando el resistente de toda la losa en un sentido, y descontada la acción del peso muerto, es

$$3 \times 2.829,5 = 8.488,5 \text{ m—kg.}$$

La pequeña diferencia entre uno y otro está sobradamente compensada por su-
poner los pesos concentrados en un punto, cuando el carril los reparte en una zona de
bastante longitud.

Al peso total de 5.000 kg./m.² corresponde, por metro de anchura, un esfuerzo
cortante máximo de

$$\frac{1}{2} \times \frac{3}{2} \times 5.000 = 3.750 \text{ kg.,}$$

bastante menor que el producto $5 ab = 5 \times 25 \times 100 = 12.500$, correspondiente al
hormigón solo.

Sin embargo, para dar mayor solidaridad á los elementos de la losa, en cada cru-
zamiento de cabillas se hará un lazo con alambre de 2,5 mm.

El esqueleto de 6 r de 20 en m. l. sólo existe en el metro central de cada losa y en
ambos sentidos; en las zonas laterales se aumenta la separación primitiva de 166 mm. á
200 y á 250.

§ IV

TERCELETES

La carga total que reciben, repartida en toda su longitud, según una ley triangular, (Hoja número 9), es 26.450 kg., ó, contando con su peso propio, 27.000.

La expresión del momento flector es

$$M = P x \left(\frac{1}{2} - \frac{2}{3} \frac{x^2}{l^2} \right)$$

y su máximo, para $x = \frac{l}{2}$, es:

$$\frac{27.000 \times 3}{2} \times \left(\frac{1}{2} - \frac{2}{3} \times \frac{3^2}{2^2 \times 3^2} \right) = 12.656 \text{ m.—kg.},$$

considerando apoyada la pieza.

Considerando separadamente el peso muerto, $\frac{1}{4}$ del total 5.000 kg., produce un momento = 3.164 m.—kg.

Una locomotora de 40 toneladas, y cuyos ejes cupieran dentro del cuadrado que afecta al tercelet, produciría en éste, empotrado como realmente está,

$$2 \times \frac{40.000}{2} \times \frac{0,63^2 \times 2,37^2}{3^2} = 3.303,$$

en la zona central del ancho de la vía entre ejes de carriles; y en los empotramientos

$$\frac{40.000}{2} \times \left(\frac{0,63 \times 2,37^2}{3^2} + \frac{0,63^2 \times 2,37}{3^2} \right) = 9.954 \text{ m.—kg.}$$

En total, en hipótesis tan exagerada, 13.118 m.—kg.

Para la sección 75 × 25 cm., armada con 8 r. de 20, $p = 0,0133$ (Hoja número 7), el momento resistente es

$$7,5 \times 75 \times 25,12 \text{ cm.}^2 = 14.130 \text{ m.—kg.}$$

Considerando un esfuerzo cortante de 25.000 kg., más el de 3.375, correspondiente al peso muerto, no puede suponerse que sea producido por un peso aislado, puesto que la mayor parte $\left(\frac{2}{3} \right.$ por lo menos) lo transmiten las losas á todo el tercelet. La distancia mínima es, con flejes de 50/4, y teniendo en cuenta la resistencia del hormigón al desgarramiento, 5 ab = 9.375.

$$\frac{1.000 \times 75 \times 2 \times 2 \text{ cm.}^2}{28.375 - 9.375} = 15,8 \text{ cm.}$$

La distancia máxima sería la correspondiente al peso que en realidad obre aislado, $\frac{1}{3}$ del total, á $\frac{50.000}{2 \times 3} = 8.333$, menor que la resistencia práctica 9.375.

§ V

FORMALETES

Reciben en el centro del vano de 6 m. que salvan, un peso aislado, (Hoja número 9), de $2 \times 2,625 \text{ m.}^2 \times 5.000 \text{ kg.} = 26.250$. Lateralmente, y repartidos según leyes triangulares, dos cargas de $6,075 \text{ m.}^2 \times 5.000 = 30.375 \text{ kg.}$, que se pueden considerar, exagerando, como si obraran aisladas á 1,50 m. de los empotramientos.

El momento en el centro y en los extremos, por la primera carga, es

$$\frac{1}{8} \times 26.250 \times 6 = 19.688 \text{ m.—kg.}$$

En los empotramientos, cada una de las otras produce:

En el más próximo:

$$30.375 \times \frac{1,50 \times 4,50^2}{6^2} = 25.375,7 \text{ m.—kg.}$$

y en el otro:

$$30.375 \times \frac{4,50 \times 1,50^2}{6^2} = 8.542,9 \quad \gg$$

En total sufrirá el empotramiento 53.607 m.—kg.

En su punto de aplicación producirá cada una de las cargas simétricas

$$30.375 \times \frac{1,5^2 \times (3 \times 4,50 + 1,50)}{6^3} = 18.984,3;$$

y en el centro, el máximo bajo la acción de las tres cargas, será:

$$2 \times 18.984,3 + 19.688 = 57.657 \text{ m.—kg.}$$

Á la sección $100 \times 50 \text{ cm.}$, armada con 7 r. de 40, $p = 0,0176$, (Hoja número 7), corresponde un momento resistente:

$$7,5 \times 100 \times 87,96 \text{ cm.}^2 = 65.970 \text{ m.—kg.}$$

La parte del momento total, correspondiente al peso muerto, es la cuarta parte, 14.414 m.—kg.; el excedente, 51.556 m.—kg. No hay que examinar siquiera si las sobrecargas accidentales pueden acercarse á producir tal efecto.

Los esfuerzos cortantes pueden considerarse, dentro de la misma hipótesis, iguales los máximos hasta 1,50 de los extremos, á:

$$30.375 + 2 \times 13.125 = 56.625 \text{ kg.}$$

y el mínimo en la zona central á 30.375.

Las distancias protegidas por tres flejes de 50/4 mm., son, respectivamente,

$$\frac{1.000 \times 100 \times 3 \times 2}{56.625 - 5 \times 50 \times 100} = 24 \text{ cm.};$$

$$\frac{1.000 \times 100 \times 3 \times 2}{30.375 - 25.000} = 111 \text{ cm.};$$

distancias que se mantienen constantes dentro de las referidas zonas, disminuyendo la segunda á 100.

§ VI

ARISTEROS

Son arcos parabólicos, con fibra media de 16,600 m. de luz y 4,500 de flecha. Cubica cada uno (Anejo número 1) 20,8167 m.³, y pesa 47.880 kg., lo que da un promedio de 2.690 kg. por m. l. de cuerda del vano total 17,800 m.

El peso propio produce un empuje

$$\frac{pl^2}{8f} = \frac{2.690 \times 16,60^2}{8 \times 4,50} = 20.590 \text{ kg.};$$

y una reacción vertical:

$$\frac{47.880}{2} = 23.950 \text{ kg.};$$

aplicados ambos al extremo de la fibra media.

Soporta cada uno de los aristeros tres cargas aisladas. La primera, en el eje de simetría, se compone (Hoja número 9):

1.º	peso de los terceletes.	1.725 kg.
2.º	» » » formaletes.	6.550 »
3.º	» del piso	18,375 m. ² × 5.000. = 91.875 »
4.º	sobre carga total	
Total.		100.150 kg.

A distancias iguales del eje, $\pm 4,75$ m., recibe las otras dos dos cargas aisladas, cada una de las cuales se compone:

1.º	peso de los terceletes.	2.875 kg.
2.º	» del piso	10,5625 m. ² × 5.000. = 52.800 »
3.º	sobrecarga	
Total.		55.675 kg.

Salta á la vista que las cargas aisladas, por grandes que sean, nunca pueden llegar á tanto. Los pesos muertos son:

Piso: 18,375 m. ² × 1.250.	= 22.970
Formaletes y terceletes.	= 8.275
Total.	31.245 kg. en $n = 0$
Piso: 10,5625 m. ² × 1.250.	= 13.200
Terceletes.	= 2.875
Total.	16.075 en $n = \pm 4,75$.

Las diferencias respectivas hasta los totales considerados, 68.900, y 39.600 kg., nunca podrán obtenerse por cargas aisladas.

Tomando como ejes coordenados la cuerda, $2a$, y la flecha f , y llamando, (Hoja número 9):

- n , las abscisas de aplicación de las cargas;
- r , el radio de giro de la sección en la clave;
- Q, T , las componentes horizontal y vertical de la reacción en los arranques;
- z , la ordenada del punto de aplicación de la misma, medida sobre las verticales de los extremos de la fibra media, negativamente hacia abajo y viceversa, tendremos:

Para un peso aislado, n , que obra á n metros del eje:

$$Q = \frac{\left(1 - \frac{n^2}{a^2}\right)^2}{\frac{32}{15} \frac{f}{a} + 24 \frac{r^2}{af}} \times n; \quad (1)$$

$$T = \frac{n}{4} \left(2 + 3 \frac{n}{a} - \frac{n^3}{a^3}\right); \quad (2)$$

$$z = a \frac{n}{2} \left(1 + \frac{n}{a}\right)^2 \times \left(1 - \frac{n}{a}\right) - \frac{2}{3} f =$$

$$a \times \frac{\frac{32}{15} \frac{f}{a} + 24 \frac{r^2}{af}}{\left(1 - \frac{n^2}{a^2}\right)^2} \times \left(1 + \frac{n}{a}\right)^2 \times \left(1 - \frac{n}{a}\right) - \frac{2}{3} f; \quad (3)$$

Atribuyendo á r^2 el valor de tanteo 0,11 m.², (luego veremos que el adoptado es bastante mayor), resultan:

Para $n = 0$ y $n = 100,150$ kg.:

$$\begin{aligned} Q &= 0,637 \, n = 63,800 \text{ kg.} \\ T &= 0,500 \, n = 50,100 \text{ »} \\ z &= -2,996 \text{ m.} \end{aligned}$$

Para $n = +4,75$ y $n = 55,675$ kg.

$$\begin{aligned} Q &= 0,288 \, n = 16,025 \text{ kg.} \\ T &= 0,882 \, n = 49,100 \text{ »} \\ z &= +4,615 \text{ m.} \end{aligned}$$

Para $n = -4,75$ y $n = 55,675$ kg.

$$\begin{aligned} Q &= 0,288 \, n = 16,025 \text{ kg.} \\ T &= 0,118 \, n = 6,575 \text{ »} \\ z &= -0,921 \text{ m.} \end{aligned}$$

Conocidas en magnitud y posición las reacciones 1, 2 y 3, correspondientes á las fuerzas que obran en las abscisas $-4,75$, 0, y $+4,75$, y la 4, al peso propio del arco, su composición se hace gráficamente, obteniendo, (Hoja número 9):

1.º La línea quebrada R R₁ cuyas distancias verticales, y_c , á la fibra media, multiplicadas por la suma de las componentes horizontales de 1, 2 y 3, 95.850 kg., son los momentos flectores correspondientes á las cargas en 1, 2 y 3.

2.º La parábola P P, cuyas distancias y_p á la fibra media, multiplicadas por el empuje 20.600 kg., dan los momentos flectores relativos al peso del arco.

3.º El área colorida en azul, cuyas ordenadas, Y , son las sumas algebraicas de y_c con $y_p \times \frac{20.600}{95.850}$. Los productos $Y \times 95.850$ dan, por tanto, los momentos flectores totales en cada punto del arco.

4.º La posición R' de la reacción total del arranque, que corta al eje del pilar á una altura de 2,600 m. sobre la baja mar.

El aristero tiene en la clave, (Hoja número 5), una sección de 50×200 cm., armada disimétricamente con 16 redondos de 40 mm., resultando, (Capítulo II, § V):

$$d = 150 \text{ cm.}; n \omega' = 125,66 \text{ cm.}^2; \omega' = 75,40 \text{ cm.}^2$$

La fuerza exterior es el empuje total, 116.450 kg., que obra con un brazo de palanca

$$\delta = \frac{95.850 \text{ kg.} \times 3,20 \text{ m.} - 20.600 \text{ kg.} \times 1,15 \text{ m.}}{95.850 + 20.600} = 2,43 \text{ m.}$$

Los trabajos *aparentes* del esqueleto, si no existiera el hormigón, serían, para

$$n = \frac{10}{6}, \frac{\delta}{d} = \frac{243}{150} = 1,62$$

$$\frac{116.450 \text{ kg.}}{125,66 \text{ cm.}^2} \times \left(\frac{1}{2} + 1,62 \right) = + 1.964 \text{ kg./cm.}^2 \text{ (compresión)}$$

$$\frac{116.450}{75,40} \times \left(\frac{1}{2} - 1,62 \right) = - 1.729 \text{ kg./cm.}^2 \text{ (tensión).}$$

Como los momentos decrecen progresivamente hacia los arranques, la armadura se reduce á 11 r. de 40 á 5,50 m. del eje, donde el momento máximo baja á 163.000 m.—kg., desde el máximo 282.975.

Los esfuerzos cortantes tienen una importancia pequeñísima en comparación con las dimensiones del arco y de su armadura. En la clave, donde alcanzan su valor máximo

$$129.725 - 55.675 = 23.950 = 50.100,$$

habría que descontar para el cálculo de la resistencia al desgarramiento longitudinal

$$5 ab = 5 \times 50 \times 200 = 50.000 \text{ kg.}$$

es decir, que no hay necesidad de flejes. Supondremos, sin embargo, que la diferencia sea de 10.000 kg.

Con tres flejes 50/4 mm., la distancia protegida *mínima* será:

$$\frac{1.000 \times 200 \times 3 \times 2 \text{ cm.}^2}{10.000} = 120 \text{ cm.,}$$

separación que conservamos invariable en proyección horizontal, para ligar bien las dos partes del esqueleto.

§ VII

FORMEROS

Su fibra media, (Hoja número 10), es una parábola de luz 10,80 m. y de flecha 3,85. Cubica cada uno 10 m.³, (Anejo número 1), pesa 23 toneladas, ó 1.917 kg. por m. l. de cuerda del vano total 12,00 m.

Al peso propio corresponden el empuje:

$$\frac{1.917 \times 10,80^2}{8 \times 3,85} = 7.258 \text{ kg.}$$

y la reacción vertical:

$$\frac{23.000}{2} = 11.500 \text{ kg.},$$

aplicados ambos al extremo de la fibra media.

Los formeros que más trabajan son los colocados normalmente á la ribera. Sobre ellos gravita, (Hoja número 9), una sola carga aislada, en el centro, $n = 0$, compuesta de

1.º peso de los terceletes.	1.725	kg.
2.º » » » formaletes.	7.250	»
3.º » » del piso } 41,12 m² × 5.000. . . .	205.600	»
4.º Sobrecarga total. }		
Total.	= 214.575 kg.	

Dada la colosal rigidez del tirante, del que luego trataremos, no cabe suponer que su peso grave en parte sobre el arco, sino sólo que sirva de medio de transmisión.

Á esta carga corresponden, con las mismas notaciones adoptadas para el aristero, y suponiendo igualmente $r^2 = 0,11 \text{ m.}^2$:

$$\begin{aligned} Q &= 0,6067 \text{ H} = 130.200 \text{ kg.} \\ T &= 0,5000 \text{ H} = 107.300 \text{ »} \\ z &= - 0,063 \text{ m.} \end{aligned}$$

En la hoja número 10 se continúa el cálculo gráfico del mismo modo que para los aristeros.

La sección en la clave es de $50 \times 100 \text{ cm.}$, (Hoja número 5), armada con 11 redondos de 40 mm. Resultan:

$$d = 75 \text{ cm.}; n\omega' = 100,53 \text{ cm.}^2; \omega' = 37,70 \text{ cm.}^2$$

La fuerza exterior es el empuje total, 137.460 kg., con un brazo de palanca

$$\bar{a} = \frac{130.200 \text{ kg.} \times 0,67 \text{ m.} + 7.260 \text{ kg.} \times 0,62}{130.200 + 7.260} = 0,668 \text{ m.}$$

$$\text{El esqueleto trabajará aislado, para } n = \frac{8}{3} \text{ y } \frac{\bar{a}}{d} = \frac{66,8}{75} = 0,89, \text{ á}$$

$$\frac{137.460 \text{ kg.}}{100,53 \text{ cm.}^2} \times \left(\frac{1}{2} + 0,89 \right) = + 1.900 \text{ kg./cm.}^2 \text{ (compresión.)}$$

$$\frac{137.460}{37,70} \times \left(\frac{1}{2} - 0,89 \right) = - 1.422 \text{ kg./cm.}^2 \text{ (tensión.)}$$

El momento es nulo para $x = 0,95$, y alcanza después un nuevo máximo, pero de signo contrario al primero y de menor valor absoluto. Conservamos la misma armadura total, pero distribuyéndola, á partir de la zona de inflexión, en otra forma, con cuatro redondos en la parte superior y siete en la inferior. El trabajo aparente será, desde luego, bastante inferior al de la clave.

Los esfuerzos cortantes son, como en el aristero, máximos en el centro, donde alcanzan á

$$118.000 - 11.500 = 107.300.$$

Hay que descontar:

$$5 \text{ ab} = 5 \times 50 \times 100 = 25.000.$$

Con tres flejes 50/4 mm., el mínimo de separación será:

$$\frac{1.000 \times 100 \times 3 \times 2 \text{ cm.}^2}{82.300} = 72,9 \text{ cm.,}$$

distancia que conservaremos también invariable en proyección horizontal.

§ VIII

PILARES ORDINARIOS DE RIBERA

Las acciones totales ejercidas por los dos aristeros que recibe cada pilar están definidas por cortar al eje de este á 2,60 m. sobre la bajamar y por sus componentes:

$$h = 116.450 \text{ kg; } v = 129.725.$$

La acción total corta al eje á la misma altura, es la resultante de:

$$\begin{aligned} h' &= 116.450 \times \sqrt{2} = 164.660 \text{ kg.} \\ v' &= 129.725 \times \quad 2 = 378.250 \text{ »} \end{aligned}$$

y obra normalmente á la ribera, en el plano medio del formero, (Hoja número 10).

La acción máxima de este:

$$h'' = 137.460; v'' = 118.800,$$

se compone en la figura con la de los aristeros, dando una resultante, R_1 , que corta al eje del pilar á 2,40 m. sobre la bajamar, y cuyas proyecciones son:

$$\begin{aligned} H &= h' + h'' = 302.120 \text{ kg.} \\ V &= v' + v'' = 378.250 \text{ »} \end{aligned}$$

Aunque la hipótesis de una sobrecarga *total* de 3.750 kg/m.², racional tratándose de las losas, menos racional refiriéndose á los terceletes y formaletes, irrealizable en la práctica considerando un aristero ó un formero, es enormemente exagerada, á decir verdad, *absurda*, aplicando aquella sobrecarga á dos cuadrículas enteras para que la acción sobre el pilar sea la evaluada; aun así la conservamos con el objeto de dar á los elementos primordiales, los apoyos, una robustez sobrada, en armonía con las dimensiones inusitadas de la obra.

Admitamos, pues, que cada pilar reciba á 2,40 m. sobre la bajamar el enorme empuje de 302 toneladas, y considerémoslo empotrado en una sección á 8 metros por bajo de aquel nivel, y á 0,50 por bajo del fondo de la corta. Después estudiaremos si el empotramiento se realiza efectivamente en la práctica.

El mismo pilar está unido en su parte superior á un tirante, de sección 50×100 cm. en el centro y 50×175 en los extremos. El centro de su penetración en el pilar está á 7,65 m. sobre la bajamar.

Sí la unión de ambas partes se considera también como un empotramiento per-

fecto, realizado á dicha última altura, el pilar es un sólido de 15,65 metros = l , en el que, llamando $a = (8,00 + 2,40) = 10,40$; $b = (7,65 - 2,40) = 5,25$ m., M_f , M_t y M_e los momentos en las secciones del fondo, del tirante y del empuje, R_f y R_t las reacciones respectivas:

$$M_f = H \times \frac{ab^2}{l^2} = . . . 1,170 H = - 353.500 \text{ m.—kg.}$$

$$M_t = H \times \frac{ba^2}{l^2} = . . . 2,318 H = - 700.300 \quad »$$

$$M_e = H \times \frac{2a^2b^2}{l^3} = . . . 1,555 H = + 469.800 \quad »$$

$$R_t = H \times \frac{a^2(3b+a)}{l^3} = . . 0,738 H = 223.700 \quad \text{kg.}$$

$$R_f = 302.120 - 223.700 = 78.420 \quad »$$

Si dicha unión se considerara como un simple apoyo ó articulación, resultarían:

$$R_f = H \times \frac{(a^2 + 6ab + 2b^2)b}{2l^3} = . . 0,4843 H = 146.320 \text{ kg.}$$

$$R_t = 302.120 - 146.320 = 155.800 \quad »$$

$$M_t = 0 0 \text{ m.—kg.}$$

$$M_e = 155.800 \times 5,25 = + 818.000 \quad »$$

$$M_f = 818.000 - 302.120 \times 10,40 = - 2.324.000 \quad »$$

Unas y otras magnitudes se representan en la hoja número 10.

Estudiemos ahora las condiciones prácticas que realmente presentan los empotramientos.

La sección inferior debe desarrollar en el caso más desfavorable: 1.º: un momento de 2.324.000 m.—kg., y 2.º: una reacción de 146.320 kg. El momento total respecto á la arista inferior del pilar será:

$$2.324.000 \text{ m.—kg.} - 146.320 \times 7 = 1.300.000 \text{ m.—kg.,}$$

del que habrá que deducir el correspondiente á las fuerzas verticales, hasta ahora no tenidas en cuenta.

Prescindamos, sin embargo, de ellas, suponiendo que sólo se contrarresta dicho momento por la resistencia del terreno contra la superficie lateral de 7 por 3 metros, y nada contra el asiento del pilar. Dicha resistencia, nula en la arista inferior, se distribuirá, (postulado siempre admitido), según una ley triangular. La resultante de todas las acciones, ρ tendrá un momento $\frac{2}{3} \rho \times 7$ y valdrá:

$$\rho = \frac{1.300.000 \text{ m.—kg.} \times 3}{2 \times 7} = 278.600 \text{ kg.}$$

La presión media será:

$$\frac{278.600}{700 \times 300} = 1,33 \text{ kg./cm.}^2$$

y la máxima, doble, 2,66.

Así pues, aun con hipótesis tan desfavorables como las hechas, basta esa resistencia del terreno, incomparablemente menor que la que ofrecen los gruesos cantos rodados que lo componen, para que la sección á — 8,00 m. permanezca invariable y el empotramiento en ella sea perfecto.

En la realidad, si por un exceso de prudencia no se quiere aceptar como perfecto el empotramiento pilar-tirante, es claro hasta la saciedad que la unión de estos elementos se acerca mucho más á aquella forma que á la de simple apoyo ó articulación.

La distribución de momentos y reacciones será, si nó exactamente la relativa al tirante empotrado, muy poco diferente de ella. Inútil es rehacer el cálculo de la compresión lateral del terreno, que conduciría ahora á guarismos pequeñísimos. El empotramiento de la sección inferior, á — 8,00 m., debe, pues, considerarse como realmente perfecto, siempre que el pilar tenga la rigidez necesaria.

Representamos en un mismo diagrama los momentos flectores en los dos casos extremos considerados y los resistentes. Son estos últimos:

Desde la coronación á la bajamar:

$$ab = 150 \times 150; 10 \text{ r. de } 80 = 502,6 \text{ cm.}^2; p = 0,0223:$$

$$M = 7,5 \times 150 \times 502,60 = 565.425 \text{ m.—kg.}$$

Á la cota — 3,00:

$$ab = 170 \times 170; \text{ con la misma armadura; } p = 0,0174:$$

$$M = 7,5 \times 170 \times 502,60 = 640.800 \text{ m.—kg.};$$

y con la de 14 r. de 80 + 4 r. de 40 = 754,00 cm.²; $p = 0,0261$:

$$M = 7,5 \times 170 \times 754,00 = 961.350 \text{ m.—kg.}$$

A la cota — 6,00:

$$ab = 235 \times 235; \text{ con la misma armadura; } p = 0,0136:$$

$$M = 7,5 \times 235 \times 754,00 = 1.328.900 \text{ m.—kg.};$$

y con la de 20 r. de 80 = 1005,30 cm.²; $p = 0,0182$:

$$M = 7,5 \times 235 \times 1005,30 = 1.771.800 \text{ m.—kg.}$$

Desde la cota — 8,00 hasta el anillo cortante:

$$ab = 300 \times 300; \text{ con la misma armadura; } p = 0,0111:$$

$$M = 7,5 \times 300 \times 1005,30 = 2.261.900 \text{ m.—kg.}$$

Todos estos momentos son notablemente mayores que los relativos al empotramiento, é iguales casi, en general, á los correspondientes al apoyo; lo que no implica, repetimos, que hayamos considerado más próximo á la realidad este segundo caso, sino

sólo el propósito, tantas veces repetido, de obtener una gran robustez en los pilares, con las proporciones de metal ordinarias, proporciones que decrecen con el nivel del trozo considerado.

Téngase en cuenta que los momentos en las secciones donde cambia la armadura son mucho mayores, (véase la hoja número 5), porque las barras se recubren en una longitud de un metro. En las proximidades del tirante, cuyo esqueleto se dobla y penetra verticalmente 50 cm. dentro del pilar, el momento es enormemente mayor que el allí calculado.

En las partes correspondientes á las penetraciones del tirante y del arco, los momentos de resistencia son imposibles de calcular, aunque, evidentemente, mucho mayores que en las secciones inmediatas.

Dada la naturaleza insocavable del fondo, de gruesos cantos rodados, no puede objetarse que la sección de empotramiento descienda del límite considerado de 8,00 m. bajo la bajamar.

Hasta aquí nos hemos referido á la estabilidad en el sentido normal á la ribera.

Consideremos un pilar extremo haciendo oficio de estribo. Está sometido al empuje de un solo aristero, cuyas componentes son:

$$h = 116.450; v = 129.725 \text{ kg.}$$

y al de un formero de orilla:

$$\begin{aligned} h_1 &= 7.258 + 0,6067 \times 153.400 = 100.325 \text{ kg.} \\ v_1 &= 11.500 + 0,500 \times 153.400 = 88.200 \text{ »} \end{aligned}$$

La acción total se compone, pues, de:

$$\begin{aligned} H_1 &= h + h_1 = 216.775 \text{ kg.} = 0,7175 H \\ V_1 &= v + v_1 = 217.925 \text{ »} = 0,5761 V \end{aligned}$$

tomando por unidades las relativas al caso anterior.

Como el punto de aplicación, aunque algo más bajo que antes, puede considerarse á la misma altura, los momentos flectores son los mismos, afectados por el coeficiente de reducción 0,7175. El diagrama es el mismo, pero en una escala de

$$1 \text{ mm.} = 25.000 \times 0,7175 = 17.987 \text{ ó } 18.000 \text{ m.—kg.}$$

Para calcular los momentos resistentes en este sentido, precisa tener en cuenta, no sólo la armadura colocada á $\frac{1}{8} a$ de cada paramento normal á la ribera, sino las barras que forman el esqueleto resistente en el otro sentido.

Refiriéndonos á lo dicho respecto á las secciones simétricas, (Capítulo II, § IV), los momentos resistentes serán los del esqueleto aislado, supuesto trabajando á razón de:

$$\frac{2}{2,5} \times 25 = 20 \text{ kg./mm.}^2,$$

carga aparente, aplicable sólo á las barras más lejanas del eje, que darán un momento:

$$2.000 \text{ kg./cm.}^2 \times \frac{\omega_1}{2} \times d_1 \times \frac{1}{100} = 10 \omega_1 d_1 \text{ (m.—kg.)}$$

Las barras de sección ω_n colocadas en dos grupos á distancia d_n estarán sometidas á un trabajo:

$$2.000 \text{ kg./cm.}^2 \times \frac{d_n}{d_1}$$

y darán un momento:

$$2000 \times \frac{d_n}{d_1} \times \frac{\omega_n}{2} \times d_n \times \frac{1}{100} = 10 \omega_n \frac{d_n}{d_1} \text{ (m.—kg.)}$$

Desde la coronación á la bajamar será:

$$\left. \begin{array}{l} 4 \text{ r de } 80 = 201,04 \text{ cm.}^2 \\ 4 \text{ r de } 40 = 50,28 \text{ »} \end{array} \right\} d_1 = 112,5; M_1 = 10 \times 251,32 \times 112,5 = 282.735 \text{ m.—kg.}$$

$$4 \text{ r de } 80 = 201,04 \text{ » } d_2 = 72,0; M_2 = 10 \times 201,04 \times \frac{72^2}{112,5} = 86.638$$

$$\begin{array}{l} 2 \text{ r de } 80 = 100,52 \text{ » } d_3 = 0 \quad M_3 = 0 \quad \quad \quad 0 \\ \text{¶ } \omega = 552,88; p \text{ total} = 0,0246; \quad \quad \quad M = 369.373 \text{ m.—kg.} \end{array}$$

$$\text{Momento flector en la penetración del tirante: } 22 \times 18.000 = 396.000 \text{ »}$$

El momento resistente es muchísimo mayor que el calculado, por efecto de la penetración vertical del esqueleto del tirante.

Á la cota — 3,00; la misma armadura: $ab = 170 \times 170$; $p = 0,0191$:

$$M = 369.373 \times \frac{170}{150} = 418.622 \text{ »}$$

La misma sección con la nueva armadura:

$$\left. \begin{array}{l} 8 \text{ r de } 80 = 402,08 \text{ cm.}^2 \\ 4 \text{ r de } 40 = 50,28 \text{ »} \end{array} \right\} d_1 = 127,5; M_1 = 10 \times 452,36 \times 127,5 = 576.759 \text{ »}$$

$$4 \text{ r de } 80 = 201,04 \text{ » } d_2 = 92,0; M_2 = 10 \times 201,04 \times \frac{92^2}{127,5} = 133.459 \text{ »}$$

$$\begin{array}{l} 2 \text{ r de } 80 = 100,52 \text{ » } d_3 = 0; M_3 = 0 \quad \quad \quad 0 \text{ »} \\ \text{¶ } \omega = 753,92; p \text{ total} = 0,0260; M = 710.218 \text{ m.—kg.} \end{array}$$

$$\text{Momento flector en la misma sección, (apoyo): } 33,5 \times 18.000 = 603.000 \text{ »}$$

Á la cota — 6,00; la misma armadura; $ab = 235 \times 235$; $p \text{ total} = 0,0137$.

$$M = 710.218 \times \frac{235}{170} = 981.771 \text{ m.—kg.}$$

Con la nueva armadura:

$$12 \text{ r de } 80 = 603,12; d_1 = 176; M_1 = 10 \times 603,12 \times 176 = 1.061.491 \text{ »}$$

$$4 \text{ r de } 80 = 201,04; d_2 = 138; M_2 = 10 \times 201,04 \times \frac{138^2}{176} = 217.534 \text{ »}$$

$$4 r \text{ de } 80 = 201,04; d_3 = 96; M_3 = 10 \times 201,04 \times \frac{96^2}{176} = 105.271 \text{ m.—kg.}$$

$$4 r \text{ de } 80 = 201,04; d_4 = 56; M_4 = 10 \times 201,04 \times \frac{56^2}{176} = 135.822 \text{ »}$$

$$\Sigma \approx 1.206,24; p \text{ total} = 0,0218; M = \dots \dots \dots 1.420.118 \text{ m.—kg.}$$

Momento flector en la misma sección, (apoyo); $69 \times 18.000 = 1.242.000 \text{ m.—kg.}$
 Á la cota — 8,00; la misma armadura; $ab = 300 \times 300; p = 0,0134.$

$$M = 1.420.118 \times \frac{300}{235} = \dots \dots \dots 1.812.910 \text{ m.—kg.}$$

Momento flector en la misma sección, (apoyo); $93 \times 18.000 = 1.674.000 \text{ m.—kg.}$

Como se ve, la resistencia en sentido paralelo á la ribera es más que sobrada para que cualquier pilar pueda servir de estribo, aun dentro de la hipótesis de sobrecarga total, irrealizable en la práctica.

Del cálculo anterior se desprende también que los guarismos hallados para valor de los momentos resistentes en el sentido normal á la ribera, pecan por defecto, lo que es lógico, pues sólo tuvimos en cuenta las armaduras colocadas á $\frac{1}{8} a$ de los paramentos, prescindiendo de las demás barras, cuya influencia es considerable, aunque no tanto en este caso como en el anterior, por el menor número de las extrañas al esqueleto principal.

En la figura, (Hoja número 10), se halla la resultante total de las acciones de los aristeros, del formero transversal, de los formeros de ribera y de la parte de pilar superior á la altitud + 2,50, así como de la sobrecarga que sobre él gravita directamente. Esta fuerza tiene por componentes:

$$H = 302.120 \text{ kg.; } V = 634.450 \text{ kg.}$$

Introduciendo las dos tensiones del tirante que corresponden á los casos extremos, se obtienen las líneas rojas que marcan los límites de la zona en que puede estar situada la fuerza, que, compuesta con el peso del resto del pilar, dará la resultante general, ó acción sobre la base del cimiento.

En la figura está trazada esta acción para el caso límite del empotramiento perfecto, caso al que se aproximará mucho el de la realidad. Y se ve que habrá ventaja en que el empotramiento no sea absoluto, porque entonces la acción total pasará casi exactamente por el centro, del que dista, *al límite*, 32 cm.

Por lo demás, esta cuestión no tiene importancia práctica alguna, por lo ya repetido respecto á la hipótesis de la sobrecarga total en dos cuadrículas enteras, que exige la enormidad de

$$2 \times 15,00 \times 13,50 \times 3.750 = 1.518.750 \text{ kg.};$$

es decir, el cargamento entero de un buque, depositado en una zona de 27 metros de largo y 15 de ancho.

La presión total sobre el cimiento, es la del dibujo, 634.450 kg., más el peso de los tres medios tirantes, de los que prescindimos en el cálculo de los formeros, (§ VII), 25.875; más el peso propio del pilar desde (+ 2,50) hasta (— 15,00), 243.500: en total 903.825 kg.

Según la cubicación, (Anejo número 1), es:

Peso de media cuadrícula.	529.038
Sobrecarga en la misma (101,25 m. ²).	379.688
Total.	<u>908.726</u>

La diferencia, que no llega á 5 toneladas, se explica sobradamente por toda la serie de cálculos, cuyo resultado es el primero de esos guarismos.

Las presiones medias sobre la base, de 9 metros cuadrados, serían:

$$\text{Por el peso muerto.} \quad \frac{529.038}{90.000} = 5,878 \text{ kg./cm.}^2$$

$$\text{Por el mismo y la sobrecarga.} \quad \frac{908.726}{90.000} = 10,098 \quad \gg$$

si no existiera el rozamiento lateral.

Según Sejourné, en los cimientos del puente de Marmaude, en terreno muy semejante al de nuestro caso, dicho rozamiento osciló entre 2.350 y 5.220 kg./m.², contra los paramentos seguidos, debiendo rebajarse á la mitad en las partes que presentan retallos ó disminución progresiva de sección.

La superficie lateral de un pilar es $4 \times 3 \times 7 = 84 \text{ m.}^2$, desde — 8,00 á — 15,00 m. Dada la naturaleza del terreno, donde lo que más abunda son los cantos rodados, hasta de 12 cm. de dimensión máxima, el rozamiento se acercará, seguramente, al límite superior. No tomando más que 3.500 kg., el total, 294 toneladas, representa una minoración de 3,266 kg./cm.² y las presiones sobre el cimiento son entonces: 2,612 y 6,832 kg./cm.²

Nótese que nada deducimos por el empuje vertical del agua, como suele hacerse aun en casos como el nuestro, en que el macizo se asienta sobre un suelo impermeable.

En cuanto á los esfuerzos de deslizamiento, sólo tienen importancia en el cuerpo del pilar desde la altitud + 2,40 arriba. Del esfuerzo cortante máximo, en el caso más desfavorable, 223.700, hay que deducir la resistencia propia del hormigón, $5 \text{ ab} = 5 \times 22.500 \text{ cm.}^2 = 112.500 \text{ kg.}$ Al resto, 112.200, corresponde con cinco órdenes de estribos de 75,20 mm., una distancia protegida:

$$x = 1000 \times 150 \frac{5 \times 15 \text{ cm.}^2}{112.200 \text{ kg.}} = 100 \text{ cm.}$$

De los arranques abajo, la resistencia 5 ab crece hasta 450.000 kg., mientras que el esfuerzo cortante no llega al mínimo de aquélla, 112.500.

Conviene, sin embargo, ligar los esqueletos de una y otra cara por medio de elementos metálicos que atraviesen el hormigón, estableciendo la solidaridad de todos aquellos dentro de secciones de dimensión tan considerable. Esto es lo que se indica en los planos, empleando flejes 50/4, fácilmente manejables.

§ IX

EFFECTO DE LAS VARIACIONES DE TEMPERATURA

(A) ARISTEROS

Por las razones expuestas en el Capítulo II, § VIII, sólo debemos considerar la variación de 10°, algo mayor que la observada entre la media anual y las medias máxima y mínima.

El empuje debido á un aumento t^o en un arco parabólico empotrado, obra á una altura $\frac{2}{3} f$ sobre los extremos de la fibra media, y se expresa en función de los coeficientes de elasticidad E, y de dilatación C, del momento de inercia en la clave I, del radio de giro r , por:

$$Q = \frac{C t^o \times E I}{\frac{4}{45} f^2 + r^2}$$

C es 0,000012 por 1^o ; E, 200.000 kg./cm.² durante el periodo de elasticidad perfecta.

En el aristero el momento de inercia del hormigón sólo, es:

$$\frac{50 \times 200^3}{12} = 25333333 \text{ cm.}^{(4)}$$

y el correspondiente al esqueleto

$$201,12 \text{ cm.}^2 \times \frac{150^3}{2^2} \times 10 = 11313000 \text{ cm.}^{(4)}$$

hecho homogéneo con el primero introduciendo el factor 10.

Momento de inercia total 36646333 cm.⁽⁴⁾

$$(\text{Radio de giro})^2 = \frac{I}{50 \times 200} = 3664 \text{ cm.}^{(2)}$$

$$Q = \frac{0,000012 \times 10 \times 36646333 \times 200.000 \text{ kg./cm.}^2}{\frac{4}{45} \times 450^2 + 3664} = 40.597 \text{ kg.}$$

Tal es el empuje *aparente*, el que corresponde á la inmovilidad *absoluta* de los arranques y conservación *exacta* de la luz en la fibra media. En la realidad nada de esto sucede: el tirante del formero transversal á la ribera se dilata también, los pilares se deforman y basta una flexión pequeñísima para que, aumentando la luz, el empuje decrezca considerablemente, hasta anularse si ese aumento es igual al de longitud $C t^o \times 2 a$, que en el caso presente es:

$$0,000012 \times 10^3 \times 16,60 = 0,001992 \text{ m.}$$

El pilar recibe dos aristeros; su deformación deberá ser, para que los empujes se anulen:

$$\frac{1}{2} \times 0,1992 \text{ cm.} \times \sqrt{2} = 0,14 \text{ cm.}$$

Veamos la fuerza capaz de producir tal flecha, obrando á la misma altura del empuje, 10,40 m. sobre el empotramiento en el fondo.

El momento de inercia de esta sección es:

$$\begin{aligned} \frac{300 \times 300^3}{12} &= 675000000 \text{ cm.}^{(4)} \\ + 10 \times 1.005,3 \text{ cm.}^2 \times \frac{225^3}{2^2} &= . . . 127220625 \text{ »} \\ I &= . . . 802220625 \text{ cm.}^{(4)} \end{aligned}$$

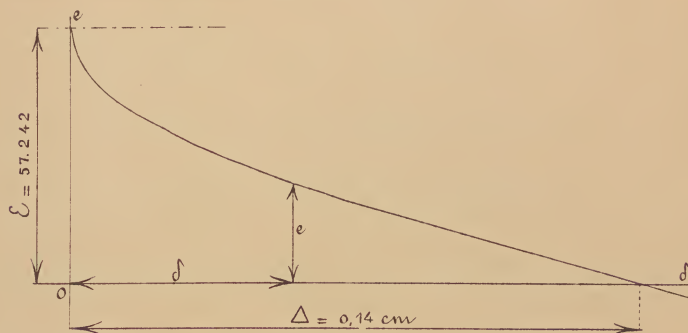
Para $E = 200.000 \text{ kg./cm.}^2$ y $f = 0,14 \text{ cm.}$, debería ser:

$$P = 3 \frac{E I f}{l^3} = 3 \times \frac{22462177500}{1124864} = 60.384 \text{ kg.}$$

El empuje *aparente* debido á los dos aristeros,

$$40.597 \times \sqrt{2} = 57.242 \text{ kg.,}$$

será en la realidad mucho menor. Puede admitirse racionalmente que los empujes y deformaciones están sujetos á la ley parabólica:



$$e = E - \sqrt{\frac{E^2}{\Delta}} \delta = E \left(1 - \frac{\sqrt{\delta}}{\sqrt{\Delta}} \right) = 57.242 \left(1 - \frac{\sqrt{\delta}}{0,3741} \right)$$

debiendo realizarse la condición:

$$\delta = \frac{e \times l^3}{3 E I} = \frac{(57.242 - 153012 \sqrt{\delta}) \times 1124864000}{16044412500000 \times 3}$$

de donde:

$$427902 \delta + 153012 \sqrt{\delta} - 57242 = 0$$

$$\sqrt{\delta} = 0,2283; \delta = 0,052 \text{ cm.}$$

$$e = E \left(1 - \frac{0,2283}{0,3741} \right) = 57.242 \times 0,39 = 22.325 \text{ kg.}$$

El empuje individual de cada aristero se reduce, por tanto, á

$$22.325 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 15.785 \text{ kg.}$$

al que corresponden momentos flectores de:

$$15.785 \times 1,50 = 23.677 \text{ m.-kg. en la clave.}$$

$$15.785 \times 3,00 = 47.354 \quad \text{» en los arranques.}$$

El primero es de signo contrario al de los debidos á la sobrecarga; el segundo del mismo signo. El aumento que produce es mucho menos que el exceso del momento resistente sobre el flector de 134.190 m.—kg.

(B) FORMEROS

Procediendo de igual modo, tendremos:

$$\frac{50 \times 100^2}{12} = 4166666 \text{ cm.}^{(4)}$$

$$+ 10 \times 138,23 \text{ cm.}^2 \times \frac{75^2}{2^2} = 1943859 \text{ »}$$

$$\text{Momento de inercia} = 6110525 \text{ cm.}^{(4)}$$

$$(\text{Radio de giro})^2 = \frac{I}{5000} = 1222 \text{ cm.}^2$$

$$Q = \frac{0.0000 \ 12 \times 10^6 \times 6110525}{\frac{4}{45} \times 385^2 + 1222} = 10.185 \text{ kg.}$$

En los formeros transversales á la ribera, este empuje sufre la misma disminución que en los aristeros, y se reduce á:

$$10.185 \times 0,39 = 3.972 \text{ m.—kg.}$$

En los formeros longitudinales supondremos, por el momento, que no sufre reducción alguna. Su brazo de palanca es, respecto á los arranques, $\frac{2}{3} \times 3,85 = 2,566 \text{ m.}$, dando allí un momento:

$$10.185 \times 2,566 = 26.135 \text{ m.—kg.}$$

y en la clave:

$$10.185 \times 1,283 = 13.066 \text{ m.—kg.}$$

El primero se suma á los de la sobrecarga, pero el exceso de momento resistente es mucho mayor. El segundo se resta.

En los casos de disminución de temperatura los signos cambian. Aunque se sumen entonces en la clave, hay siempre latitud sobrada en el momento resistente, (Capítulo III, § VI y VII).

(C) TIRANTES, FORMALES Y TERCELETES

El efecto del cambio de temperatura en los tirantes y demás piezas rectas, es, *aparentemente*, una compresión ó tensión determinada por la igualdad:

$$C t = \frac{P}{\alpha} \times \frac{1}{E}; \text{ ó bien: } \frac{P}{\alpha} E C t = E \Delta,$$

en la que α es la reacción *virtual*, (Capítulo II, § II).

$$\lambda = ab(1 + np).$$

Para $p = 0$, el esfuerzo unitario resultaría:

$$\rho = \frac{P}{\Omega} = 200.000 \times 0,000012 \times 10^9 = 24 \text{ kg./cm.}^2;$$

disminuyendo progresivamente á:

$$24 \times \frac{1}{1 + 11,25 \times 0,0133} = \frac{24}{1,1496} = 20,87 \text{ (terceletes.)}$$

$$24 \times \frac{1}{1 + 11,25 \times 0,0176} = \frac{24}{1,1980} = 20,03 \text{ (formaletes.)}$$

$$24 \times \frac{1}{1 + 11,25 \times 0,0704} = \frac{24}{1,7920} = 13,39 \text{ (tirantes.)}$$

Todo lo cual es *aparente* y relativo al caso en que ninguna pieza pudiera en absoluto dilatarse en ningún sentido.

Si en lugar de suceder esto, se dispone la construcción de modo que sea realizable una variación unitaria de longitud, δ , igual á n_1 veces, $\left(\begin{matrix} > 0 \\ n_1 < 1 \end{matrix} \right)$, la variación total $Ct = \Delta$, el máximo de esfuerzo unitario será:

$$R = E \Delta - E \delta = E \Delta \times (1 - n_1) = n \times E \Delta = n \rho$$

Imponiendo la condición $R = 8 \text{ kg./cm.}^2$, n debe ser $\frac{1}{3}$ y $n_1 = \frac{2}{3}$. Habrá que hacer posible una variación de longitud:

$$\frac{2}{3} \Delta = \frac{2}{3} Ct = 0,00008 \text{ por unidad.}$$

Un grupo de 10 cuadrículas se alargará ó contraerá hasta un máximo de

$$13,50 \times 10 \times 0,00008 = 0,0108 \text{ metros,}$$

ó 0,0054 por cada extremo, magnitud que deben poder deformarse en buenas condiciones de resistencia los pilares divisorios de cada dos grupos.

El esfuerzo total, causa de esa deformación, será el correspondiente á las secciones de los tirantes, de los terceletes y del formalete:

$$P = 8 \text{ kg./cm.}^2 \times \frac{2 \times 100 \times 50 + 2 \times 75 \times 25 + 1 \times 100 \times 50}{2} = 75.000 \text{ kg.}$$

§ X

PILARES DIVISORIOS DE RIBERA

En estos pilares, (Hoja número 6), cada parte contigua á la junta vertical tiene un momento de inercia:

$$\begin{array}{rcl}
 \frac{150 \times 150^3}{12} & = & 42187500 \text{ cm.}^{(4)} \\
 + 10 \times (8 \text{ r de } 80 = 402,08 \text{ cm.}^2) \times \frac{112,5^3}{2^2} & = & 12722063 \text{ »} \\
 + 10 \times (4 \text{ r de } 80 = 201,04 \text{ cm.}^2) \times \frac{72^3}{2^2} & = & 2610144 \text{ »} \\
 \hline
 \text{I total} & = & 57519707 \text{ cm.}^{(4)}
 \end{array}$$

Para que pueda tomar una flecha de 0,54 cm., la longitud libre desde el principio de la junta, debe ser:

$$l = \sqrt[3]{\frac{3 E I f}{P}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 200000 \times 57519707 \times 0,54}{75000}} = 629 \text{ cm.}$$

El momento en el borde inferior de la junta:

$$75.000 \text{ kg.} \times 6,29 \text{ m.} = 471.750 \text{ m.-kg.}$$

debe, al propio tiempo, ser menor que el resistente de

$$\begin{array}{rcl}
 (8 \text{ r de } 80); & 10 \times 402,08 \text{ cm.}^2 \times 112,5 \text{ cm.} & = 452.340 \text{ m.-kg.} \\
 (4 \text{ r de } 80) & 10 \times 201,04 \text{ »} \times \frac{72^3}{112,5} \text{ »} & = 86.638 \text{ »} \\
 \hline
 \text{Total} & = & 538.978 \text{ m.-kg.}
 \end{array}$$

Los pilares intermedios deberán sufrir las deformaciones siguientes: nula el central; $13,5 \times 0,00008 = 0,108$ centímetros, los primeros; 0,216 los segundos; 0,324 los terceros, y 0,432 los cuartos, contando siempre del centro hacia uno y otro extremo del grupo de diez arcos.

Las reacciones que esos pilares desarrollarán al sufrir tales deformaciones, serán:

$$P = \frac{3 E I}{l^3} \times f;$$

en las que $l = 15,65 \text{ m.}$, es la total longitud libre hasta la sección á — 8,00 m., de momento de inercia:

$$\begin{array}{rcl}
 \frac{300 \times 300^3}{12} & = & 675000000 \\
 + 10 \times (12 \text{ r de } 80 = 603,12 \text{ cm.}^2) \times \frac{225^3}{2^2} & = & 76342500 \\
 + 10 \times (4 \text{ de } 80 = 201,04 \text{ »}) \times \frac{175^3}{2^2} & = & 15392125 \\
 + 10 \times (4 \text{ de } 80 = 201,04 \text{ »}) \times \frac{120^3}{2^2} & = & 7237440 \\
 + 10 \times (4 \text{ de } 80 = 201,04 \text{ »}) \times \frac{70^3}{2^2} & = & 2462740 \\
 \hline
 \text{I total} & = & 776434805 \text{ cm.}^{(4)}
 \end{array}$$

con lo cual

$$P_1 = \frac{3 \times 200.000 \times 776434805}{3833037125 \text{ (cm.)}^{(3)}} \times 0,108 \text{ cm.} = 1.312 \text{ kg.}$$

$$P_2 = 2.625; \quad P_3 = 3.937; \quad P_4 = 5.250 \text{ kg.}$$

Y los esfuerzos debidos á la dilatación serán:

Totales	cm. 0,540	75.000 →	80.250 →	84.187 →	86.812 →	88.124 →	cm. 0,090
Parciales		75.000 →	5.250 →	3.937 →	2.625 →	1.312 →	
Por cm. ²		8,00	8,56	8,98	9,26	9,40	
	PILAR DIVISORIO						PILAR CENTRAL
		4	3	2	1	0	

El suplemento de trabajo no pasará, al máximo, de 9,40 kg./cm.², considerando el hormigón sin armadura; teniendo en cuenta el efecto de ésta, los *máximos* suplementos reales serán:

$$\frac{9,40}{1,1496} = 8,17 \text{ kg./cm.}^2 \text{ (terceletes.)}$$

$$\frac{9,40}{1,1980} = 7,84 \text{ » (formaletes.)}$$

$$\frac{9,40}{1,7920} = 5,25 \text{ » (tirantes.)}$$

Las deformaciones de los pilares reducen naturalmente los empujes de los formeros paralelos á la ribera. Como estos arcos tienen desde luego resistencia sobrada, no vale la pena de calcular á cuánto asciende la reducción.

§ XI

PILARES INTERIORES

En el diagrama de estabilidad de los pilares, (Hoja número 10), se figura en líneas de puntos el contorno de un pilar interior. La posición de la línea límite, que, compuesta con el peso desde + 2,50 hasta el fondo, da la resultante total sobre el lecho del cimientto, justifica la forma adoptada, á primera vista bastante rara.

Gracias á ella, dicha resultante pasa casi exactamente por el centro del cimiento. Hubiéramos podido reducir algo las dimensiones de éste, pero creemos preferible conser-

var las del tipo general, haciendo así idénticos todos los anillos cortantes y simplificando también los moldes.

Como el peso del pilar interior es muy inferior, (Anejo número 1), al correspondiente al de ribera, es inútil hacer el cálculo de la presión en la base, que, por otra parte, resulta en aquél casi exactamente uniforme.

Los momentos de flexión á que están sujetos estos pilares son mucho menores también. Envueltos en toda su altura en el terreno, la presión sobre las caras paralelas á la ribera, y el rozamiento sobre las normales, contrarrestan los empujes de los arcos y las tensiones de los tirantes. Las armaduras son análogas á las ya estudiadas, reduciendo su cuantía considerablemente, (Hoja número 6), á pesar de lo cual los momentos resistentes son más que sobrados.

Por aquella misma razón no necesitan los pilares divisorios interiores junta ni disposición especial alguna. Las dilataciones y contracciones de todos los elementos contiguos al terraplén se atenúan mucho, desde luego, por estar más al abrigo de las variaciones de temperatura, y, en realidad, se anulan punto por punto en los tirantes enterrados en el terraplén, donde dichas variaciones pueden considerarse nulas, y donde, si no lo fueran, el rozamiento con el terreno se opone á los cambios de longitud.

§ XII

TIRANTES

Las tracciones que los situados más desfavorablemente, los normales á la ribera, pueden soportar, son, (véase el párrafo VIII):

En la hipótesis de empotramiento. . .	= 223.700 kg.
En la de articulación.	= 155.800 »

El hormigón armado no se presta á sufrir esfuerzos únicamente de tracción, sino á condición de imponérsele cargas muy moderadas. No es racional el procedimiento de Hennebique, que prescinde de la resistencia del conglomerado, computando solamente la de la armadura. Si, como es lógico, se quiere que no haya deslizamiento entre ésta y el conglomerado, preciso es que las cargas respectivas guarden la relación de los coeficientes de elasticidad.

Lo difícil es apreciar el valor de dicha relación, por la rapidez con que disminuye el coeficiente relativo al hormigón sometido á tracciones directas. Á falta de datos precisos, exageraremos, suponiendo que para los esfuerzos, relativamente moderados, que ha de soportar el material, dicho coeficiente se reduzca al cuarto de su valor primitivo.

$$\text{Entonces, } n = \frac{22.500 \text{ kg./cm.}^2}{\frac{1}{4} \times 2000} = 45.$$

El esfuerzo total, al máximo, de 223.700 kg., produciría en la sección mínima de 100,50, armada al 0,1583 con 28 r. de 60, ($\omega = 791,56 \text{ cm.}^2$), un trabajo:

$$\frac{223.700}{5.000 (1 + 45 \times 0,1583)} = \frac{223.700}{5.000 \times 8,124} = 5,50 \text{ kg./cm.}^2$$

límite teórico del que, por todas las razones ya expuestas, se distará muchísimo en la práctica.

El trabajo que correspondería al esqueleto aislado sería:

$$\frac{223.700 \text{ kg.}}{791,56 \text{ cm.}^2} = 280 \text{ kg./cm.}^2, \text{ ó } 2,80 \text{ kg./mm.}^2$$

En realidad, deberá considerarse exagerada la cuantía de la armadura, pero en el estado actual de la cuestión, y dado el importante papel que los tirantes desempeñan, juzgamos prudente pecar por exceso.

Los tirantes colocados paralelamente á la ribera sufren esfuerzos mucho menores, por lo cual reducimos su armadura, formándola con barras de 40 mm. En unos y otros el esqueleto se concentra en el núcleo de la sección, para abrigarlo lo más posible de las variaciones de temperatura.

§ XIII

ACCESORIOS

El sistema de amarras, generalizado hoy en todas partes, es el de *bolardos*, (*bolards* ingleses), preferido por los marinos por la facilidad con que en ellos se guarnen ó zafan los cabos, y ventajosísimo para la circulación por los muelles, que quedan desembarazados de obstáculos, muchas veces peligrosos.

En general, los bolardos se colocan en saliente sobre el paramento de atraque, coronando gruesos pilotes adosados á la construcción. Otras veces se enrasan con la coronación del muelle, con el inconveniente de tener que colocar bastante adentro la vía de grúas y necesitar éstas plumas de mayor vuelo.

Los que proponemos se derivan de un modelo estudiado por el Sr. Ezcurdia para el muelle de fábrica de Sevilla, y cuya aplicación ha dado excelentes resultados. Sólo que, en lugar de hierro fundido, empleamos como material el mismo hormigón armado, de suerte que el bolardo forma parte integrante del pilar.

En la hoja número 7 se detalla su constitución y enlace con los elementos continuos. El bolardo propiamente dicho se compone de un cuerpo cilíndroide, de sección circular, de diámetros mínimo de 30 y máximo de 50 centímetros, coronado por una pestaña, de saliente nula en la parte que mira al agua, y que crece gradualmente hasta 10 centímetros en la cara opuesta. Este cuerpo se liga con el pilar por la basa, porción de un cilindro oblicuo de 1,50 metros de altura, adosada á un prisma rectangular de 100 X 50 X 50 cm., que corona el pilar hasta enrasar con el pavimento.

El esqueleto se compone de ocho redondos de 20 mm., encorvados según líneas semejantes á las generatrices de las superficies cilíndroide y cilíndrica, y que, al penetrar en la masa del pilar, se prolongan ó se doblan lo suficiente para conseguir una perfecta solidaridad.

El momento resistente en la sección inferior es, para el esqueleto solo, (sección simétrica):

$$2 \times 1.000 \text{ kg./cm.}^2 \times \frac{25,12 \text{ cm.}^2 \times 37,5 \text{ cm.}}{4} = 4.705,00 \text{ m.—kg.}$$

mientras que el correspondiente á una tracción de 10.000 kilogramos, supuesta obrando sobre la sección mínima, es sólo de 4.500 m.—kg.

Descontado del esfuerzo cortante de 10.000 kg. el resistente del hormigón, $5 \text{ n} = 5 \times 706 = 3.530$, los flejes, en tres órdenes, correspondientes á una distancia de 12,5 cm., son de:

$$\rho = \frac{6.470 \times 12,5}{3 \times 1000 \times 30} = 0,9 \text{ cm.}^2$$

ó bien de 25/4 mm. Todos se colocan, formando celosía, sobre los tres pares de redondos centrales y paralelamente á la ribera.

La basa, en su parte prismática, está sostenida lateralmente por las losas contiguas, á las que transmitirá íntegro el esfuerzo recibido.

Colocamos un bolarde en cada pilar, y dos, por simetría, en los divisorios. La distancia de 13,50 (en Burdeos 16,00) es más bien corta que excesiva, pero es preferible que abunden las amarras.

Consideramos inútiles los arganeos que existen en el muelle de Sevilla, y que sólo hemos visto usar á las embarcaciones pequeñas.

En cada pilar divisorio colocamos una escala marinera del tipo de las de Burdeos. La separación, 136,50 metros, resulta bien con las necesidades de la práctica, pues se llega á distanciarlas hasta 200 metros.

El establecer escalas reales sería difícil, dada la estructura del muelle, y perfectamente inútil. El embarque de pasajeros á bordo de barcos de mediano porte tendrá, es verdad, ciertos inconvenientes por la excesiva altura del muelle; pero esto, que no se puede evitar, podrá remediarse con el uso de planchas especiales escalonadas, que la Junta tendrá, como las ordinarias, á disposición de los buques.

§ XIV

CIMENTOS

El hormigón armado se presta admirablemente á la construcción de cimientos al aire comprimido sin envoltente metálica, tipo ya muy usado desde 1876, al que no se recurre con la frecuencia que se debiera, por temor al accidente que con él suele ocurrir, la rotura del macizo y detención de la parte superior por rozamiento contra el terreno.

Con las fuertes armaduras que por otras razones deben tener los pilares, nada hay que temer. La única dificultad con que tropezamos proviene de la forma especial de los macizos, que obliga á colocar la chimenea, (Hojas números 5, 6 y 8), cerca de un paramento, y á reducir su diámetro á 80 centímetros. El trabajo se facilitaría mucho si cupieran en las secciones del pilar dos chimeneas, una para los operarios y otra para los desmontes.

El anillo cortante es del tipo usual, formado por una plancha de 500/20 mm., roblonada á ménsulas, separadas á distancias variables entre 500 y 875 mm., para acomodarlas á la distribución de las barras de la armadura, que vienen por parejas á sujetarse junto á ellas con gruesas tuercas. La base del hormigón es otra plancha de 500/20, roblonada también á las ménsulas y unida con el filo por un angular.

La cámara de trabajo es de forma apropiada á la posición de la chimenea; una bóveda en rincón de claustro de tres cañones parabólicos y con un frente formado por un paramento plano con un trozo cilíndrico correspondiente á la prolongación de la chimenea. Hemos adoptado esta forma peraltada con objeto de que el trabajo de excavación en las zonas inmediatas al filo sea todo lo fácil posible.

El cimiento representado en la hoja número 8 se refiere á un pilar de ribera. En los interiores, la forma de la cámara y el anillo cortante son idénticos, sin más variación que la distribución uniforme de las ménsulas, por estarlo así las armaduras y el arrancar algunas de las barras de ésta oblicuamente y no según la vertical.

En estos pilares se hubiera podido, en rigor, disminuir la superficie del cimiento, como ya vimos, pero la minoración del volumen no hubiera, seguramente, compensado la mayor dificultad en la hinca, que, en cimientos de dimensiones más pequeñas que la adoptada, se hace difícil por la estrechez de la cámara y por el poco peso del macizo.



CAPÍTULO IV

CONDICIONES PRÁCTICAS Y ECONÓMICAS

§ I

EJECUCIÓN DE LA OBRA

Un obra puede y debe construirse por el sistema de contrata. Ya en la actualidad hay en España buen número de empresas dedicadas á ejecutar obras de hormigón armado, y sin duda alguna este material será mucho más usual que ahora cuando se llegue á la realización de nuestro proyecto.

En el pliego de condiciones hemos procurado detallar todo lo posible los requisitos que los materiales, medios auxiliares y procedimientos de ejecución, deben llenar para que la obra merezca toda la confianza que, á pesar de la novedad de su forma y de la magnitud de sus dimensiones, hemos demostrado que ha de ofrecer.

Las prescripciones relativas á los materiales son las generalmente impuestas; sólo merecen especial mención las concernientes al suministro de cementos y á la mano de obra especial de los hormigones armados.

Para redactar las primeras hemos tenido á la vista, principalmente, el pliego de condiciones del servicio de Puentes y Calzadas de Francia y los relativos al suministro de cementos para la ejecución del tercer depósito del Canal del Lozoya.

En cuanto al modo de ejecutar el hormigón armado, hemos estudiado lo que sobre el particular se ha escrito, resumiendo las condiciones más racionales y que conducen á mayor seguridad, agregando lo que la experiencia personal nos ha enseñado y lo que, por la índole y estructura especial de la obra, merece especial atención.

Al excavar la corta debe hacerse, por los mismos medios mecánicos que para ella se empleen, la zanja necesaria para ejecutar fácilmente el muelle, dejando una plataforma horizontal de 18 metros de anchura, enrasada á 1,00 metros sobre la bajamar.

Aunque la composición del terreno es perfectamente conocida, convendrá, sin embargo, determinarla de un modo preciso en el emplazamiento de cada pilar de ribera, y fijar, de antemano, la profundidad que ha de alcanzar su cimiento. Por esta razón se prescribe en el artículo 45 la condición de hacer un sondeo entubado para cada pilar. De esta manera se podrá, si fuere necesario, modificar la altura del cuerpo inferior prismático, que hemos considerado empotrado en el terreno.

Sobre la plataforma descrita se moldearán los pilares en toda su altura, hasta la sección que ha de quedar al nivel de bajamar, pudiendo empezarse la hinca á los siete días de terminado el moldeo, plazo que supone uno bastante mayor á contar del moldeo de la parte contigua al anillo cortante.

La hinca se verificará por medio del aire comprimido y con arreglo á los procedimientos usuales en estos trabajos. La única prescripción especial es la relativa á las máximas desviaciones que en el emplazamiento y verticalidad deban consentirse, desviaciones que, dada la homogeneidad y naturaleza del terreno, caben perfectamente dentro de los límites señalados en el artículo 58.

Las prescripciones relativas á la composición, fabricación, transporte y apisonado del hormigón, se justifican por sí solas, así como las concernientes á los moldes y demás medios auxiliares.

Aunque en la práctica del hormigón armado se hacen, por lo general, las juntas de las barras, introduciendo simplemente los extremos dentro de un manguito sin rosacar, consideramos preferible prescribir lo consignado en el artículo 58. En las juntas por solape, un recubrimiento de longitud igual á quince veces el diámetro, da por adherencia con el hormigón, evaluada á 45 kilos por cm.², (valor experimental), una resistencia equivalente á la de la misma barra, trabajando á 27 kilos por mm.², es decir, á algo más de la carga límite de elasticidad. Lo que resulta de la ecuación

$$45 l \pi d = R \frac{\pi d^2}{4}; R = 180 \frac{l}{d}$$

ó, para $\frac{l}{d} = 15$:

$$R = 180 \times 15 = 2.700 \text{ kg. cm.}^2$$

En ciertos casos puede convenir evitar las juntas por solape, sustituyéndolas por juntas forjadas, que, en las condiciones impuestas en el párrafo (d) de dicho artículo, ofrecerán toda la seguridad apetecible.

Los plazos para el desmolde, fijados en el artículo 56, son los que, en la construcción de una casa para estación telefónica de estas obras, resultaron prácticamente mejores.

Las piezas moldeadas en taller, y que no han de ser empleadas en obra hasta transcurrido, por lo menos, un mes, adquieren consistencia sobrada para el desmolde en los tres días fijados.

En los pilares, ese plazo se eleva á una semana, para que la consistencia sea mayor, y puedan aquéllos sufrir, sin inconveniente, las sacudidas que en la hinca se producen.

En el cuerpo de los pilares, arcos y tirantes, elementos todos sujetos á flexiones, el plazo se aumenta hasta tres semanas, aunque, en realidad, el trabajo debido al peso propio es insignificante, dadas la magnitud y rigidez de aquellas partes de la obra.

Suponemos que han de hacerse los moldes correspondientes á tres cuadrículas contiguas, lo que permitirá proceder al moldeo de dichos elementos en la forma minuciosamente prescrita en el artículo 60, y que conceptuamos la más racional para ejecutar una estructura tan compleja de modo que constituya un verdadero monolito.

Dentro de tal supuesto, cabe perfectamente ejecutar la totalidad de la obra en un plazo de treinta meses, admitiendo que en la organización del taller de hinca al aire comprimido, lavado de gravas y arenas, confección de moldes, etc., etc., se inviertan tres meses; que se tarde seis más en tener concluidos los cimientos de las tres primeras cuadrículas; que en el moldeado de éstas, (pilares, arcos y tirantes), se inviertan quince, á razón de medio mes por cuadrícula; y por último, que en la colocación del piso, ejecución del terraplén y dragado, se tarde otros tres meses, después de terminar la última cuadrícula. Resulta en total un plazo, ampliamente contado, de veinte y siete meses, que, para tener en cuenta posibles contingencias, elevamos á treinta, aunque es claro

que, por conveniencia del mismo contratista, podrá reducirse notablemente en la práctica.

En cuanto á las demás condiciones, detalladamente expuestas en el pliego, nada creemos necesario añadir.

§ II

PRESUPUESTO

Las condiciones especiales de la obra influyen extraordinariamente en los precios. En primer lugar, dada la gran cantidad que de cada material se necesita: arena 6.417 m.³; grava otro tanto; cemento, 3.209 toneladas; aceros 1.668, anejo n.º 1; los precios unitarios han de ser muy inferiores á los corrientes para obras de mediana importancia. Además, la homogeneidad de la construcción lleva también consigo la ventaja de prestarse mucho á la adopción de medios mecánicos para realizar las distintas operaciones de lavado de arenas y gravas, confección del hormigón, etc. El gran número decimientos que se deben ejecutar al aire comprimido, 62, conduce á un aprovechamiento extremado de las instalaciones generales de fuerza motriz, luz, transportes, etc., y de los medios auxiliares, andamiajes, exclusas de aire, tuberías, etc. Por último, dos de los cuatro materiales se encontrarán al mismo pié de obra, arena y grava, procedentes de la apertura de la corta y depositados en caballeros á corta distancia del muelle. Y en cuanto al agua, un pozo abierto en cualquier punto, hasta llegar al manto diluvial, la dará limpia y de excelentes condiciones.

El precio del hormigón armado depende de cuatro elementos principales: el hormigón mismo, los moldes, las armaduras y la mano de obra especial. El primero es el mismo para todos los diversos elementos de la obra; los otros varían mucho en razón de la diversidad de dimensiones, forma, colocación, etc.

El precio del hormigón amasado y listo para el vertido en los moldes, depende, á su vez, de una infinidad de detalles sumamente variables, según la organización que se dé á la obra. Á nada conduciría el hacer un estudio minucioso basado en supuestos que pudieran no realizarse. Nos limitaremos, por tanto, á hacer una estimación prudencial que conduzca á precios holgados y aceptables.

Las arenas y gravas provendrán de los caballeros de la corta, á una distancia media de 150 metros. Deberán ser cribadas y lavadas antes de su transporte. El coste de las operaciones necesarias para obtener un metro cúbico de cualquiera de ellas, limpio y puesto en la hormigonera, puede estimarse muy sobradamente en 1,00 peseta, realizando mecánicamente todas las faenas.

El cemento de fraguado lento, adquirido en partidas de tan considerable importancia, lo estimamos en 63,00 pesetas por tonelada puesto al pié de obra. El empleado en el piso de hormigón armado del muelle metálico, procedente de fábricas nacionales, llena todas las condiciones exigibles, y resulta á ese mismo precio, en partidas de más de 100 toneladas.

El acero laminado para las armaduras tiene precios muy variables, según las circunstancias del mercado, y constituirá un elemento aleatorio de gran importancia. El precio actual de los carriles, en Sevilla, es de 220 pesetas. Suponemos de 250 el de todos los redondos de diámetro igual ó superior á 40 mm., teniendo en cuenta que los de 60 y 80, que constituyen la mayor parte, pesan, por metro lineal, 22,00 y 39,11 kilogramos; es decir, por término medio el mismo peso de los carriles, exigiendo un trabajo de laminación mucho menor.

Para los aceros de 25 y 20 mm. admitimos el precio de 300 pesetas; y para las pletinas que han de constituir las armaduras secundarias, el de 400.

El metro cúbico de hormigón amasado y transportado hasta los moldes, resulta:

0,60 metros cúbicos de arena.	0,60
0,60 " " grava.	0,60
300 kilogramos de cemento.. . . .	18,90
Confección á máquina, agua y transporte.	1,90
Total.	<u>22,00</u>

Conforme á lo ya dicho, estudiaremos separadamente los precios de las tres clases de hormigón armado. El de cimientos lo está á un tipo medio de 0,014, y las armaduras secundarias tienen pequeñísima importancia. El esqueleto vale $0,014 \times 7.800 = 110$ kilogramos, á $0,25 = 27,50$ pesetas.

La confección de la armadura puede estimarse en 2,50, jornal de un operario escogido, teniendo en cuenta la sencillez de formas de aquélla y la escasa longitud que presenta, unos 10 metros lineales de redondos de 60 y 2,5 de 80.

Convendrá hacer cinco moldes: dos de los pilares ordinarios de ribera, que pueden valuarse en 2.500 pesetas; dos de los ordinarios interiores, en 1.500, y uno para los divisores en 1.000. Habrá que montarlos y desmontarlos, 27 veces los primeros y 8 los últimos; lo que, suponiendo un término medio de 200 pesetas por operación, costará 7.000. El coste total por este concepto será de 12.500 pesetas, y corresponde á cada uno de los 4.297 metros, 3,00 pesetas en números redondos.

El apisonado dentro de los moldes puede estimarse sobradamente, dadas las grandes dimensiones de los macizos, en 1,50 ptas. m.³

Resulta así: el hormigón, 22,00, el esqueleto 27,50, la mano de obra 7,00, y un total de 56,50 pesetas por metro cúbico de pilar sin hincar.

Los gastos de instalación del taller de aire comprimido, luz, medios auxiliares, servicio médico, etc., pueden estimarse muy holgadamente, en globo, en unas 75.000 pesetas, que corresponden á 17,50 por metro cúbico, guarismo que más bien peca de exagerado, tratándose de cimentar 62 macizos.

Teniendo presente dicha circunstancia, y por comparación con los resultados en obras similares, principalmente la ya clásica del puente de Marmande, sobre el Garona, pueden estimarse los gastos de linca y excavación: en 3,00 el suministro de aire; 4,00 la excavación y carga de los productos; 2,00 el ascenso y descarga de los mismos fuera de la esclusa, y 1,00 el transporte desde los andamios y vaciado; en total, 10,00 pesetas por metro cúbico.

No debe perderse de vista que la naturaleza del terreno favorecerá mucho la hinca; las gravas y arenas se desmontan y expulsan con gran facilidad fuera de la cámara por medio del agua á presión.

El relleno de las cámaras y chimeneas tiene poca importancia relativamente. El material está ya tenido en cuenta, cubicando como macizos todos los pilares; la mano de obra relativa al relleno puede valuarse en 1,00 por metro cúbico del volumen total del cimiento.

El total de gastos de hinca, excavación y relleno, asciende á 28,50 pesetas, y el de la unidad de cimiento, completamente terminado, á 85,00.

La proporción media de la parte superior á la bajamar, que se ha de moldear en obra, es 0,02879, que elevamos á 0,030, exagerando la importancia de las armaduras secundarias, y englobando así su valor, lo que da $0,03 \times 7.800 = 235$ kg., á $0,25 = 58,75$ pesetas.

La confección de la armadura, que requiere un encorvado previo de las barras y su colocación dentro de los moldes, puede estimarse holgadamente en 6,25 pesetas.

Las cimbras moldes que convendrá hacer son: 9 de formero y tirante, que pueden valuarse en 5.400 pesetas; 6 de aristero, en 6.000. Habrá que montarlas y desmontarlas doce veces, que, á 100 pesetas las primeras y á 150 las últimas, importará, respectivamente, 10.800 y 14.400. El gasto total será de 36.600, lo que da, en números redondos, por cada uno de los 4.250 metros, 8,50 pesetas.

El vertido y apisonado del hormigón lo valuamos en 2,50, teniendo presente

que, aunque se trata de piezas de mucho volumen, la operación ha de hacerse sobre andamios.

Resulta, pues, 22,00 pesetas por el hormigón; 58,75 por el esqueleto; 17,25 por la mano de obra y medios auxiliares; en total, 98,00 pesetas por metro cúbico.

Las piezas moldeadas en taller tienen una proporción media de 0,0152, que elevaremos á 0,0167, ó 0,017, añadiendo un décimo por las armaduras secundarias. El precio aplicable al kilogramo será $0,30 + 0,1 \times 0,40 = 0,34$, y el coste, de $0,017 \times 7.800 = 135$ kilogramos, será de 45,90 pesetas.

La confección del esqueleto puede valuarse en 7,50, por tratarse de piezas de armaduras muy sencillas, en su casi totalidad barras rectas, aunque, en cambio, son aquéllas de volumen relativamente pequeño.

El gasto de moldeo es muy escaso, por tratarse sólo de tres clases de piezas, todas prismáticas, en número muy grande, 120 formaletes, 480 terceletes y 480 losas. Puede estimarse en 1,00 pesetas por cada pieza, lo que da un total de 1.080, ó bien 0,50 por cada uno de los 2.148 metros cúbicos.

El apisonado se realizará en facilísimas condiciones, colocados los moldes en el suelo, y puede valuarse en 0,60 pesetas.

La carga y transporte desde el taller á los andamios de la obra, en 1,00.

La descarga y colocación en la posición exacta que corresponda, será una operación de relativa importancia, que debe estimarse en 2,50 pesetas por metro cúbico.

Resulta en resumen: 22,00 pesetas de hormigón; 45,90 por las armaduras; 12,10 por la mano de obra y colocación: en total, 80 pesetas por metro.

El precio medio del hormigón armado en toda la obra, resulta:

4.297,50	metros cúbicos á 85,00 pesetas	=	365.287,50 ptas.
4.250,25	" " " 98,00 "	=	416.524,50 "
2.148,65	" " " 89,00 "	=	171.892,00 "
10.696,40	metros cúbicos á 89,16 pesetas	=	953.704,00 ptas.

Como las tres clases de obra pueden sufrir variación en el número de unidades, creemos preferible aplicar los precios respectivos en lugar del medio.

Los bolardos, que exigen molde y trabajo especiales, los valuamos por unidad: su volumen es próximamente, incluso la basa, de 0,50 m.³ y cada uno puede resultar, holgadamente, en 100 pesetas, atendido que su número es 31.

Las escalas marineras pesan, aproximadamente, 450 kg. y las valuamos en 350 pesetas una.

Los precios de adoquinado y de revestido de escollera son los corrientes en las obras ejecutadas en el puerto.

El relleno de la excavación hecha para los cimientos, que constituirá la parte del terraplén en contacto con la obra, debe hacerse con la grava y cantos rodados procedentes de los caballeros de la corta, apisonándolos por capas de 20 á 30 centímetros. Le asignamos, lo mismo que á la capa de arena bajo el adoquinado, el precio de 0,75 pesetas.

El desmonte del prisma de terreno, inferior á la cota + 1,00, dejado al abrir la corta por conveniencia de la cimentación, debiera imputarse á aquella obra. Lo incluiremos, sin embargo, en la del muelle, y, aunque la mayor parte podría hacerse por dragado y en una forma muy á propósito para el trabajo, lo supondremos á 0,75 ptas.

El presupuesto de los cimientos asciende á 365.287,50 ptas., lo que da un promedio de 5.891,73 por pilar, guarismo cuya exigüidad no necesitamos comentar.

El cuerpo de la obra vale 416.524,50 ptas., ó sea, 13.884,15 por cuadrícula.

La parte de obra moldeada en taller, es decir, los formaletes, terceletes y losas que constituyen el forjado del piso, valen 171.892,00 ptas., lo que corresponde á 27,78 por cada uno de los 6.187,50 m.³ que mide aquél.

En total, incluso los accesorios, el presupuesto de ejecución de la obra asciende

á 1.083.323,59 ptas., y el de contrata, con el habitual aumento de 15 % á 1.245.822,12 pesetas.

Los precios por metro lineal son, respectivamente, 2.626,24 y 3.020,17. ptas.

§ III

COMPARACIÓN CON OTROS MUELLES

Aunque el guarismo que expresa el coste unitario del muelle proyectado hace ver, desde luego, la inmensa ventaja que reporta el sistema de pilares aislados con grandes vanos y el empleo del hormigón armado para toda la construcción, la pondremos más en evidencia comparando aquel coste con el de varios muelles.

(A).—Muelle de fábrica del Puerto de Sevilla, construido por el Sr. Pastor. Cimiento de pilotaje, de 7 á 9 metros de longitud, emparrillado y torta de hormigón; muro de sillería de 5,00 metros de altura y anchuras de 2,20 en la coronación y 4,20 en la base. Sin adoquinado en el terraplén, ni vías. Coste por metro lineal, 3.216,58 pesetas. Por metro cuadrado, 643,53.

(B).—Muelle de fábrica proyectado por el Sr. Ezcurdia, aprovechando gran parte de material antiguo. Cimiento de pilotes de rosca de 13,00 metros. Muro de sillería de las mismas dimensiones que el anterior. Coste por metro lineal, 4.962,86; por metro cuadrado, 992,57.

(C).—Muelle metálico proyectado también por el Sr. Ezcurdia. Pilotaje de rosca de 13,00 metros. Superestructura de hierro dulce, de 5,66 metros de altura y 9,00 de anchura; piso de entablado; sobrecargas de 4 toneladas por metro cuadrado. Por metro lineal, 5.557,20, y por unidad superficial, 617,47 pesetas.

(D).—El mismo muelle metálico, reformado por el autor de este proyecto. Pilotaje metálico de 9,00 metros. Superestructura de hierro de 5,66 metros de altura y 12,00 de anchura. Piso de zorés y entablado; sobrecargas de 2.300 kg./m.² solamente. Por metro lineal, 2.839,04, y por metro superficial, 236,59 ptas.

(E).—Muelle de Burdeos.—Pilas de fábrica de 13 á 18 metros de profundidad, hincadas al aire comprimido. Bóvedas en cañón de 12 de luz. Altura de la coronación sobre la bajamar escorada, 6,57 metros; anchura de la obra, 10,00; piso de adoquín; una sola vía para grúas. Sobrecargas admisibles de 4.000 kg./m.² sobre el terraplén, y de 2.500 sobre el muelle. Costes unitarios de 5.178,13 y 517,81 francos.

Todos los muelles citados son de ribera y homólogos, desde este punto de vista, con el proyectado. Como las dimensiones totales, altura desde la base del cimiento á la coronación y anchura son muy variables, el guarismo que caracteriza mejor cada tipo no es el del coste por metro cuadrado, sino el relativo al metro cúbico, evaluando para cada tipo el volumen total del paralelepípedo circunscrito á la obra y á su cimiento. Este coste permite introducir en la comparación muelles aislados, accesibles á los barcos por sus dos paramentos. Pero es de notar que tales muelles tienen desde luego una ventaja económica por no requerir nada relativo al arreglo y defensa del terraplén, partida inevitable en los muelles de ribera.

(F).—Muelle de Río Tinto. Pilotaje metálico: doble piso para circulación de grúas y locomotoras; altura total, 27,50 metros. Costes: por metro cuadrado, 523 pesetas; por metro cúbico, 19,02.

(G).—Muelle de Burdeos-Pauillac. Piso metálico para circulación de trenes y grúas, sobre columnas tubulares y sobre pilas de fábrica, todo cimentado al aire comprimido. Anchura, 23,80; altura total, 19,40. Coste por unidad superficial, 367 francos, y por la de volumen, 18,91.

RESUMEN

MUELLES	COSTES		
	Por ml.	Por m. ²	Por m. ³
	— PESETAS	— PESETAS	— PESETAS
Sevilla.—Muelle de fábrica.	3.216,58	643,53	49,50
» Id., id., proyecto Ezeurdia. . . .	5.707,29	1.141,46	63,41
» Muelle metálico, proyecto Ezeurdia.	6.390,55	710,00	38,05
» Id., id., reformado.	2.839,04	236,59	16,14
Burdeos.—Muelles nuevos.	5.178,13	517,81	24,00
Río Tinto.—Muelle metálico.	»	523,00	19,02
Pauillac.—Id., id., con cimientos de fábrica.	»	367,00	18,91
Sevilla.—Muelle de hormigón armado. . . .	3.020,17	201,34	8,39

La Superioridad apreciará en su justo valor las consideraciones expuestas, y resolverá lo más acertado y conveniente.

Sevilla, 31 de Octubre de 1901.

El Ingeniero autor del Proyecto,

J. M. de Naja.



ANEJOS Á LA MEMORIA

ANEJO NUMERO 1

Cubicación de las obras.

ELEMENTOS	POR CUADRICULA	
	VOLUMEN	PESO
	M. ³	Kg. ^a
Adoquinado, en cuadrícula ordinaria $13,50 \times 14,75 \text{ m.} = 199,1250 \text{ m.}^2$ Espesor 0,125; peso 2.800 kg./m. ³	(24,8906)	69.694
Adoquinado, en cuadrícula divisoria $15,00 \times 14,75 = 221,2500 \text{ m.}^2$	(27,6563)	77.437
Arena, en cuadrícula ordinaria $199,1250 \text{ m.}^2 \times \frac{0,125 + 0,275}{2}$; peso 1.500 kg./m. ³	(39,825)	59.738
Arena, en cuadrícula divisoria $221,2500 \text{ m.}^2 \times 0,20$	44,2500	66.375
Losa, en cuadrícula ordinaria $(199,1250 \text{ m.}^2 + 13,50 \times 0,25) \times 0,25$; peso 2.800 kg./m. ³	50,6250	116.438
Losa, en cuadrícula divisoria $(221,2500 + 15,00 \times 0,25) \times 0,25$	56,2500	129.375
Terceletes $0,75 \times 0,25 = 0,1875 \text{ m.}^2/\text{m. l.}$ $0,1875 \times 16 \times 2,75 \text{ ms. ls.}$	8,2500	18.975
Formales $1,00 \times 0,50 = 0,5000 \text{ m.}^2/\text{m. l.}$ $0,5000 \times 4 \times 6 \text{ ms. ls.}$	12,0000	27.600
Tirantes $(12,00 \times 1,00 + 2 \times \frac{1}{3} \times 0,75 \times 6,00) \times 0,50 =$ $7,5000 \text{ m.}^2$ $7,5000 \times 3.$	22,5000	51.750
Formeros $\frac{2}{3} \times (12,00 \times 4,00 - 12,00 \times 6,00) + 12,00 \times 3,00 =$ 20 m.^2 $20,00 \text{ m.}^2 \times 0,50 \times 3.$	30,0000	69.000

ELEMENTOS	POR CUADRICULA	
	VOLUMEN	PESO
	M. ³	Kg. ^s
Aristeros		
$\frac{2}{3}(17,70 \times 5 - 17,70 \times 6) + 17,70 \times 3,00 = 41,6334 \text{ m.}^3$ $41,6334 \text{ m.}^3 \times 0,50 \times 2.$	41,6334	95.756
Pilares ordinarios de ribera desde + 8,50 á — 1,00 $1,50 \times 1,50 = 2,2500 \text{ m.}^2/\text{m. l.}$ $2,2500 \text{ m.}^3 \times 1 \times 9,50 \text{ ms. ls.}$	21,3750	49.163
Pilares ordinarios de ribera, desde — 1,00 á — 8,00 $1,50 \times 1,50 \times 7,00 = 15,7500$ $3 \times \frac{1}{3} (7,00 \times 1,50) \times 1,50 = 15,7500$ $2 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{3} (7,00 \times 1,50) \times 1,50 = 3,5000$	35,0000 m. ³ 35,0000	80.500
Pilares ordinarios de ribera desde — 8,00 á — 15,00 $3,00 \times 3,00 \times 7,00 = 63,0000 \text{ m.}^3$	63,0000	144.900
Pilares divisorios de ribera, desde + 8,50 á — 1,00 $3,00 \times 1,50 = 4,5000 \text{ m.}^2/\text{m. l.}$ $4,5000 \text{ m.}^3 \times 1 \times 9,50 \text{ ms. ls.}$	42,7500	98.825
Pilares divisorios de ribera, desde — 1,00 á — 8,00 $3,00 \times 1,50 \times 7,00 = 31,5000$ $\frac{1}{3} \times (7,00 \times 1,50) \times 3,00 = 10,5000$	42,0000 m. ³ 42,0000	96.600
Pilares divisorios de ribera, desde — 8,00 á — 15,00 $3,00 \times 3,00 \times 7,00 = 63,0000 \text{ m.}^3$	63,0000	144.900
Pilares interiores ordinarios de + 8,50 á — 1,00	21,3750	49.163
Pilares interiores ordinarios de — 1,00 á — 6,00 $1,50 \times 1,50 \times 5,00 = 11,2500$ $3 \times \frac{1}{3} (5,00 \times 1,50) \times 1,50 = 11,2500$ $2 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{3} (5,00 \times 1,50) \times 1,50 = 2,5000$	25,0000 m. ³ 25,0000	57.500
Pilares interiores ordinarios de — 6,00 á — 7,00 $3,00 \times 3,00 \times 1,00$	9,0000	20.700
Pilares interiores divisorios de + 8,50 á — 1,00	42,7500	98.825

ELEMENTOS	POR CUADRICULA	
	VOLUMEN	PESO
	M. ³	Kg. ^s
Pilares interiores divisorios de — 1,00 á — 6,00 $3,00 \times 1,50 \times 5,00 = 22,5000$ $\frac{1}{3} (5,00 \times 1,50) \times 3,00 = 7,5000$	30,0000	69.000
$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} 30,0000$		
Pilares interiores divisorios de — 6,00 á — 7,00	9,0000	20.700
Terraplén por metro lineal $6,50 \times 7,50$	48,7500	
Revestido de escollera por metro lineal		
$\frac{4,00 + 2,00}{2} \times 1,00 = 3,0000$ $\frac{7,50 \times 1,00}{2} = 7,5000$ $\frac{2,50 + 0,50}{2} \times 1,25 = 1,8750$	12,3750	12,3750
$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} 12,3750$		
Desmante por metro lineal $6,50 \times 7,50$	48,7500	

RESUMEN

ELEMENTOS		UNA CUADRICULA			
		ORDINARIA		DIVISORIA	
		VOLUMEN	PESO	VOLUMEN	PESO
		M. ³	Klgs.	M. ³	Klgs.
HORMIGON ARMADO	Adoquinado.	(m. ²) 199,1250	69.694	(m. ²) 221,2500	77.437
	Arena.	39,8250	59.738	44,2500	66.375
	Losas.	50,6250	116.438	56,250	129.375
	Terceletes (16 y 16). . .	8,2500	18.975	8,2500	18.975
	Formaletes (4 y 4). . .	12,0000	27.600	12,0000	27.600
	Tirantes (3 y 4). . . .	22,5000	51.750	30,0000	69.000
	Formeros (3 y 4). . . .	30,0000	69.000	40,0000	92.000
	Aristeros (2 y 2). . . .	41,6334	95.756	41,6334	95.756
	Pilar ordinario de ribera.	119,3750	274.563	»	»
	Pilar divisorio de ribera.	»	»	157,7500	339.895
	Pilar interior ordinario. .	55,3750	127.363	»	»
	Pilar interior divisorio. .	»	»	81,7500	188.095
VOLÚMENES TOTALES.		339,7584		417,6334	
Pesos totales.. . . .			910.877		1.104.508
Peso de una cuadrícula con pilares ordinarios de ribera.			529.039		

Volumen de los cimientos

27 pilares de ribera ordinarios, á.	100,2500 = 2.706,7500 m. ³
4 » » divisorios, á.	109,5000 = 438,0000 »
27 » interiores ordinarios.. . . .	36,2500 = 978,7500 »
4 » » divisorios.. . . .	43,5000 = 174,0000 »

TOTAL DE LA PARTE INFERIOR Á LA BAJAMAR = 4.297,5000 m.³

Volumen de la parte moldeada en obra

	POR CUADRÍCULA	
	Ordinaria.	Divisoria.
Tirantes.	22,5000 m ³	30,0000 m ³
Formeros.	30,0000 »	40,0000 »
Aristeros.	41,6334 »	41,6334 »
Pilares (de 0 á + 8,50).	38,2500 »	76,5000 »
TOTALES.	132,3834 m³	188,1334 m³

27 cuadrículas ordinarias, á.	132,3834	= 3.574,3518 m ³
3 » divisorias, á.	188,1334	= 564,4002 »
2 tirantes extremos, á.	7,5000	= 15,0000
2 formeros id. á.	10,0000	= 20,0000
4 semipilares (de 0, á + 8,50) á.	19,125	= 76,5000

TOTAL DE LA PARTE MOLDEADA EN OBRA. = 4.250,2520 m³

Volumen de la parte previamente moldeada

	POR CUADRÍCULA	
	Ordinaria.	Divisoria.
Losas.	50,6250 m ³	56,2500 m ³
Terceletes.	8,2500 »	8,2500
Formaletes.	12,0000 »	12,0000 »
TOTALES.	70,8750	76,5000

27 cuadrículas ordinarias, á.	70,8750	= 1.913,6250 m ³
3 » divisorias, á.	76,5000	= 229,5000 »
Losas extremas.		= 5,5250

TOTAL DE LA PARTE MOLDEADA EN TALLER. = 2.148,6500

Armaduras

Elementos en una cuadrícula ordinaria	Pro- porciones.	VOLUMENES		Proporciones medias.
		Hormigón.	Esqueleto.	
Parte moldeada en taller				
Losas.	0,0150	50,6250	0,7593	0,01524
Terceletes.	0,0133	8,2500	0,1097	
Formaletes.	0,0176	12,0000	0,2112	
		70,8750	1,0802	
Parte moldeada en obra				
Tirantes.	0,0643	22,5000	1,4400	0,02879
Formeros.	0,0220	30,0000	0,6600	
Aristeros.	0,0200	41,6334	0,8326	
Pilares (de + 8,50 á 0).	0,0223	38,2500	0,8797	
		132,3834	3,8123	
Cimientos				
PILARES { Desde 0 á — 8,00. .	0,0200	37,2500	0,7450	0,01408
DE RIBERA. { » — 8,00 á — 15,00. .	0,0111	63,0000	0,6993	
PILARES { Desde 0 á — 6,00. .	0,0060	27,2500	0,1635	
INTERIORES { » — 6,00 á — 7,00. .	0,0037	9,0000	0,0333	
		116,5000	1,6411	

RESUMEN GENERAL

Hormigón armado.	{ en cimientos.	4.297,50 m. ³
	{ moldeado en obra.	4.250,25 »
	{ moldeado en obra.	2.148,65 »
VOLUMEN TOTAL.		10.696,40 m. ³
Volumen por metro lineal en 412,50.		25,9306 m. ³
Materiales necesarios. . .	{ Arena.	6.417,84 m. ³
	{ Grava.	6.417,84 »
	{ Cemento.. . . .	3.208,92 tons.
	{ Acero.. . . .	1.668,64 »

Relleno de arena.	{	27	cuadrículas ordinarias á	39,8250. .	1.075,2750
		3	» divisorias á	44,2500. .	132,7500
		2	frentes á	4,5000. .	9,0000
VOLUMEN TOTAL.					1.217,0250 m. ³
Adoquinado.	{	27	cuadrículas ordinarias á	199,1250. .	5.376,3750
		3	» divisorias á	221,2500. .	663,7500
		2	frentes á	22,5000. .	45,0000
SUPERFICIE TOTAL.					6.085,1250 m. ²
Terraplén.	{	412,50	metros lineales á	48,75. . .	20.109,3750 m. ³
Revestido de escollera. . .	{	412,50	metros lineales á	12,375. . .	5.104,6875 m. ³
Desmante.	{	412,50	metros lineales á	48,75. . .	20.109,3750 m. ³

ÍNDICE

Capítulo I

CONSIDERACIONES GENERALES

	Páginas.
§ I Ampliación del puerto.	5
§ II Idea fundamental del proyecto.	7
§ III Cimentación.	11
§ IV Zona de servicio y enlace con la actual.	12
§ V Bases de cálculo.	14

Capítulo II

RESISTENCIA DE LOS HORMIGONES ARMADOS

§ I Generalidades.	17
§ II Resistencia á la compresión	20
§ III Resistencia á la flexión.—Vigas asimétricas.	24
§ IV Vigas simétricas.	28
§ V Vigas disimétricas.	30
§ VI Resistencia al esfuerzo cortante.	33
§ VII Resistencia al desgarramiento longitudinal.	34
§ VIII Efecto de las variaciones de temperatura.	37

Capítulo III

§ I Descripción general.	43
§ II Distribución de cargas y sobrecargas.	44
§ III Losas.	45
§ IV Terceteles.	47
§ V Formaletes.	48
§ VI Aristeros.	49
§ VII Formeros.	51
§ VIII Pilares ordinarios de ribera.	53
§ IX Efecto de las variaciones de temperatura.	59
§ X Pilares divisorios de ribera.	63
§ XI Pilares interiores.	65
§ XII Tirantes.	66
§ XIII Accesorios.	67
§ XIV Cimientos.	68

Capítulo IV

CONDICIONES PRÁCTICAS Y ECONÓMICAS

§ I Ejecución de la obra.	69
§ II Presupuesto.	71
§ III Comparación con otros muelles.	74

OBRAS PÚBLICAS

RÍA DEL GUADALQUIVIR Y PUERTO DE SEVILLA

OBRAS PÚBLICAS

RÍA DEL GUADALQUIVIR Y PUERTO DE SEVILLA

PROYECTO

DE

M U E L L E

EN LA CORTA DE TABLADA

DOCUMENTO NÚM. 3.

PLIEGO DE CONDICIONES FACULTATIVAS

PLIEGO DE CONDICIONES FACULTATIVAS

que, además de las generales, aprobadas por Real Decreto de 7 de Diciembre de 1900, deberán regir en la ejecución de las obras de un muelle de hormigón armado en el puerto de Sevilla.

CAPÍTULO PRIMERO

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

ARTÍCULO PRIMERO. El objeto de este Pliego de Condiciones es la construcción de un muelle de hormigón armado en el puerto de Sevilla y emplazado en la Corta de Tablada.

Objeto

Art. 2.º El muelle se compondrá: de los cimientos; del cuerpo, del piso; del pavimento; de los accesorios, y de la unión y defensa del terraplén de ribera.

*Partes de la obra.
Cimientos.*

Art. 3.º Formarán los cimientos:

(a) Pilares de ribera ordinarios y divisorios.

(b) Pilares interiores, ordinarios y divisorios.

Art. 4.º Todos los pilares serán macizos, de hormigón armado, con la forma, dimensiones, situación y distribución fijadas en los planos, serán hincados por medio del aire comprimido hasta la profundidad indicada en los mismos, ó la que, según el reconocimiento previo del terreno, determinare el Ingeniero.

Pilares.

Todos los pilares se considerarán como cimientos hasta el nivel de la máxima bajamar escorada, cero del Instituto Geográfico; de dicho nivel para arriba formarán parte del cuerpo del muelle.

Art. 5.º Además de la parte ya definida de los pilares, constituirán el cuerpo de la obra los elementos siguientes, todos de hormigón armado:

Cuerpo.

(a) Los arcos aristeros, dispuestos según las diagonales de cada una de las cuadrículas formadas por los pilares.

(b) Los arcos formeros, situados según los lados de las referidas cuadrículas.

(c) Los tirantes, vigas rectas sobrepuestas á los formeros; todos ellos empotrados en los pilares. Y además:

(d) Los formaletes, vigas rectas también, dispuestas según las medianas de cada cuadrícula, empotradas por uno de sus extremos en un tirante, y por el otro en la intersección de dos aristeros.

Art. 6.º Formarán el piso del muelle las siguientes piezas, siempre de hormigón armado:

Piso.

(a) Los terceletes, vigas rectas dispuestas en cruz, según las medianas

de las cuadrículas formadas por los tirantes y formaletes, y con sus extremos empotrados en estos elementos.

(b) Las losas que cerrarán los vanos entre terceletes, apoyándose en todo su contorno sobre estas piezas y sobre los formaletes y tirantes, volando sobre el paramento exterior de los últimos las situadas junto á la ribera y junto al terraplén.

Pavimento.

Art. 7.º El pavimento estará constituido por:

(a) Una capa de arena extendida y apisonada sobre las losas; y

(b) Un adoquinado granítico sentado sobre la arena y con una pendiente transversal de una centésima (0,01).

Accesorios.

Art. 8.º Compondrán los accesorios:

(a) Bolardos de hormigón armado, empotrados en los pilares de ribera; uno en cada pilar ordinario y dos en cada uno de los divisorios.

(b) Escalas marinerías de hierro, situadas una en el centro de cada pilar divisorio.

Terraplén.

Art. 9.º La unión y defensa del terraplén de ribera se compondrá de:

(a) Un prisma de escollera enrasada al nivel de bajamar.

(b) El revestimiento del talud, también de escollera, reforzado en su parte superior con

(c) Un murete de contención, de mampostería en seco, enrasado con el terraplén de ribera.

*Unión con el
de la Corta.*

Art. 10. Á la entrada del muelle se formará un cuarto de cono para ligar los taludes del terraplén antes de la obra, y en la obra misma, revistiendo dicho trozo en la forma general antes descrita.

CAPÍTULO II

CONDICIONES Á QUE DEBEN SATISFACER LOS MATERIALES Y SU MANO DE OBRA

Arena.

Art. 11. Las arenas serán las procedentes de la excavación de la Corta, silíceas, de grano redondeado y de un tamaño máximo de tres milímetros (0,003), con una proporción de granos finos, de dimensión inferior á un milímetro (0,001), que no exceda del cuarenta por ciento (40 por 100) ni baje del veinte (20). Deberá ser esmeradamente lavada á chorro, ó por procedimientos mecánicos, hasta que el agua salga completamente limpia de materias arcillosas.

Grava.

Art. 12. La grava procederá igualmente de los productos de la Corta; será también silícea, de grano redondeado, de veinticinco milímetros (0,025) de dimensión máxima y cinco (5) de dimensión mínima, sin que la cantidad de granos de dimensión inferior á diez milímetros (0,010) exceda del treinta por ciento (30 por 100). Será también lavada hasta quedar en las mismas condiciones de limpieza exigidas para las arenas.

Agua.

Art. 13. El agua que se emplee en el lavado de arenas y gravas y en la confección de hormigones procederá de las corrientes subálveas del Guadalquivir y será limpia, transparente y con todos los caracteres de perfecta potabilidad.

Cemento.

Art. 14. El cemento será exclusivamente del llamado artificial de fraguado lento.

Envasos.

Art. 15. El cemento estará envasado en barricas, bien construídas y ajustadas para que no penetre el aire. Se desecharán cuantas barricas tengan alguna rotura ó presenten vestigios de humedad.

Partidas.

Art. 16. Se entenderá por partida toda la cantidad de cemento que reciba el contratista en una sola expedición y procedente de una misma fábrica.

Art. 17. (a) El número de ensayos será determinado por el Ingeniero, y nunca inferior á uno por cada trescientas (300) toneladas de cemento.

Ensayos.

(b) Los ensayos podrán hacerse en Sevilla ó en el Laboratorio de la Escuela de Caminos, Canales y Puertos. En uno y otro caso el contratista podrá presenciarlos en persona ó por apoderado, sin que pueda nunca aducir reclamaciones que no provengan exclusivamente de incumplimiento de las condiciones consignadas en este Pliego.

(c) El coste de los ensayos será siempre de cuenta del contratista, pero no se comprenderá dentro de dicho coste el de los aparatos ó instrumentos de ensayo, que serán de cuenta de la Junta de Obras si se decidiera efectuar aquéllos en Sevilla.

Art. 18. La composición química será analizada si, á juicio del Ingeniero, fuere necesario. No deberá contener el cemento:

Composición.

(a) Más de dos por ciento (2 por 100) en peso de ácido sulfúrico.

(b) Más de seis por ciento (6 por 100) de óxidos de hierro.

(c) Cantidades apreciables de sulfuros.

Además, la relación entre la suma de pesos de la sílice combinada y de la alúmina y el peso de la cal no deberá ser inferior á cuatro décimas (0,4).

Art. 19. El cemento estará perfectamente molido y limpio en absoluto de materias extrañas ó del mismo cemento, no en forma pulverulenta. Se desecharán todas las partidas que faltaren á esta condición.

Molido.

Art. 20. Se determinará el grado de finura del molido por medio de tres tamices, cuyo número de mallas por centímetro cuadrado y calibre de los hilos serán trescientos veinticuatro (324), novecientos (900), cuatro mil novecientos (4,900) y veinte (20), quince (15) y cinco (5) cien milímetros respectivamente.

Tamices.

Art. 21. El tamizado se practicará sobre cantidades de cien (100) gramos, moviendo el tamiz de que se trate hasta lograr que en treinta (30) vaivenes pase una cantidad inferior á un decígramo (0,1).

Tamizado.

Art. 22. Cada ensayo de finura se repetirá cuatro veces, tomándose la media de los resultados, que deberán dar residuos:

Condiciones de finura.

(a) Nulo sobre el tamiz de trescientas veinte y cuatro (324) mallas.

(b) Inferior al tres por ciento (3 por 100) sobre el de novecientos (900).

(c) Inferior al treinta por ciento (30 por 100) sobre el de cuatro mil novecientos (4.900).

Art. 23. La densidad aparente no será inferior á mil doscientos (1.200) gramos por litro, tomando el promedio de cinco operaciones. Dicha densidad se determinará por el procedimiento y con los medios usuales en los laboratorios de ensayo de materiales.

Densidad.

Art. 24. Los ensayos de fraguado se harán sobre la pasta normal formada por un (1) kilogramo de cemento con la cantidad de agua que, por tanteos previos, se haya determinado como necesaria y suficiente para obtener la consistencia normal. Dicha cantidad de agua se verterá de golpe sobre el cemento, anotando el momento preciso, y se amasará con una cuchara durante cinco (5) minutos.

Pasta normal.

Art. 25. Se considerará la pasta como de consistencia normal cuando, llena con ella una capacidad en forma de tronco de cono circular, de cuatro (4) centímetros de altura y de ocho (8) y nueve (9) centímetros de diámetro en las bases inferior y superior, una sonda cilíndrica de uno (1) centímetro cuadrado de sección y trescientos (300) gramos de peso, aplicada suavemente en dirección vertical, no descienda sino treinta y cuatro milímetros (34) á través de la pasta.

Consistencia normal.

Art. 26. El tiempo de fraguado se determinará por medio de una aguja de Vicat de un (1) milímetro cuadrado de sección y peso de trescientos (300) gramos, que se hará obrar sobre la pasta normal contenida en el molde descrito en el artículo anterior. Se considerará iniciado ó concluido el fraguado cuando

Fraguado.

dicha aguja no pueda atravesar toda la pasta y cuando su penetración en ella no sea apreciable.

Límites del fraguado. Art. 27. El fraguado no principiará antes de treinta (30) minutos, ni terminará antes de dos y media (2,5) horas, ni después de seis (6) horas. La temperatura ambiente será de quince á veinte (15 á 20) centígrados.

Ensayos de rotura. Art. 28. Los ensayos de rotura por tracción se harán sobre:

(a) Pastas normales de cemento puro.

(b) Morteros normales.

Mortero normal. Art. 29. Las pastas de mortero normal se compondrán de una mezcla íntima de doscientos cincuenta (250) gramos de cemento por setecientos cincuenta (750) de arena; sobre ella se verterán de golpe cuarenta y cinco (45) gramos de agua, más la sexta parte de la determinada por los tanteos descriptos en el artículo 24 para formar un (1) kilogramo de pasta normal. La consistencia del mortero será la debida cuando, lleno un molde y alisada la superficie con espátula, ligeros golpes de ésta determinen un principio de resudación.

Moldes. Art. 30. Los moldes para ensayo de rotura de cemento ó de mortero serán en forma de ocho (8) con sección central de cinco (5) centímetros cuadrados.

Número de muestras. Art. 31. Para cada ensayo se harán doce (12) ejemplares, que se probarán en máquinas Michaelis, seis (6) á los siete (7) días de amasados y los otros seis (6) á los veintiocho (28) días.

Confección. Art. 32. La confección de los ejemplares se hará por los procedimientos y con los medios usuales en los laboratorios. Á las veinticuatro (24) horas de amasados se sumergirán los ejemplares en agua de la que ha de servir para el hormigón y que se renovará todas las semanas. La temperatura ambiente y la del agua oscilarán durante el período de ensayos, á contar desde el amasado, entre quince (15) y veinte centígrados (20).

Límites de resistencia. Art. 33. En cada seis (6) ensayos de rotura se tomará el promedio de los cuatro (4) mejores. Las cargas de rotura así deducidas y expresadas en kilogramos por centímetro cuadrado no bajarán:

(a) Para el cemento, de treinta (30) á los siete (7) días y treinta y cinco (35) á los veintiocho (28) días.

(b) Para el mortero, de nueve (9) y diez y seis (16) respectivamente.

Invariabilidad. Art. 34. Para cada ensayo se harán con pasta normal de cemento cuatro (4) galletas de diez (10) centímetros de diámetro y dos (2) de espesor, amasadas sobre un vidrio plano y adelgazadas en los bordes. Se sumergirán en agua al mismo tiempo que los ejemplares de prueba de rotura. El día en que se reciba la correspondiente partida de cemento, dichas galletas deberán conservarse perfectamente planas, sin grietas ni deformación alguna.

Desecho. Art. 35. Toda partida de cemento que no reuna alguna ó algunas de las condiciones ya prescritas, será desechada y el contratista deberá retirarla dentro de un plazo de diez (10) días.

Almacenaje. Art. 36. (a) El cemento se guardará en almacenes cubiertos y bien resguardados de la lluvia y de la humedad.

(b) Ninguna partida de cemento podrá estar almacenada más de tres (3) meses. Si, por suspensión accidental de la obra, quedase alguna partida en estas condiciones, el Ingeniero decidirá los ensayos á que haya de someterse nuevamente antes de autorizar su empleo en obra.

Armaduras. Art. 37. (a) El acero para las armaduras será del conocido con el nombre de acero dulce para construcciones, fabricado por los procedimientos Bessemer ó Martín Siemens.

(b) Estará perfectamente laminado, sin presentar pelos, grietas, rebabas ni defecto alguno.

(c) Las piezas deberán tener las longitudes que prescriba el Ingeniero, teniendo en cuenta la posibilidad de fabricación y la facilidad de transporte y de maniobras que con ellas haya que ejecutar para su colocación.

Art. 38. Se someterá á las pruebas de ductilidad en frío y en caliente que determine el Ingeniero.

Ductilidad.

Art. 39. Deberá ofrecer á la tracción una carga límite de elasticidad que no baje de veinticinco (25) ni exceda de veintiocho (28) kilogramos por milímetro cuadrado y una carga de rotura comprendida entre cuarenta (40) y cuarenta y cinco (45) unidades análogas.

Resistencia.

Art. 40. El número de ensayos se determinará por el Ingeniero y no será inferior á uno (1) por cada partida de material de un mismo escantillón. Es aplicable á estos ensayos lo prescripto en el artículo 17 (b) y (c).

Ensayos.

Art. 41. Los postes ó piés derechos que se empleen en los andamios serán de pino de la tierra. Las piezas escuadradas para cimbras, andamios y moldes, de pino del Báltico. Ambas clases serán de buena calidad, sin calentamiento, pudrición ni defecto que, á juicio del Ingeniero, las haga inadmisibles para el uso á que se destinen, como medios auxiliares de la construcción.

Maderas.

Art. 42. La piedra para escollera y mampostería en seco será caliza, compacta, de grano medio, dura, pesada, no salitrosa ni arcillosa y limpia de flor ó albero. El tamaño será de un quinto ($\frac{1}{5}$) á un sexto ($\frac{1}{6}$) de metro cúbico para el prisma á la altura de bajamar y el paramento del talud; y de un octavo ($\frac{1}{8}$) á un décimo ($\frac{1}{10}$) para el resto. No se admitirá piedra de tamaño inferior al último citado más que en la cantidad necesaria para el ripiado.

Piedra.

Art. 43. Serán de granito de las canteras de Gerena, de grano fino y homogéneo, bien labrados y de las dimensiones del usado en el muelle de Sevilla.

Adoquines.

CAPÍTULO III

EJECUCIÓN DE LA OBRA

Art. 44. El Ingeniero del puerto ejecutará el replanteo de todos los pilares, marcando en la zona contigua al muelle las direcciones de sus ejes y las distancias de sus centros á hitos de piedra. Será de cargo del contratista el gasto de material necesario para el replanteo, así como la conservación cuidadosa de todos los hitos, estacas ó señales.

Replanteo.

Art. 45. (a) El trabajo del contratista empezará sobre una plataforma ó rellano, á una altitud de un (1) metro sobre la bajamar escorada, que, al efectuar la Corta, se dejará en toda la longitud del muelle y en una anchura de tres (3) metros mayor que la del mismo.

Principio de la obra.

(b) Marcada sobre esta plataforma la posición de los ejes de los pilares, se practicará en cada uno de los de ribera un sondeo entubado hasta alcanzar el sobrelecho de la arcilla compacta. Conocida la composición del terreno, el Ingeniero determinará la profundidad que ha de alcanzar el cimiento de cada pilar.

(c) Se presentarán y armarán el anillo cortante y el arranque de las armaduras de cada pilar, y se procederá al moldeado de la cámara de trabajo y del cuerpo del mismo hasta la sección que, después de la hinca, haya de quedar al nivel de bajamar.

Art. 46. El hormigón se compondrá, por cada metro cúbico, de:

Hormigón.

(a) Trescientos (300) kilogramos de cemento.

(b) Seiscientos (600) litros de arena.

(c) Otros seiscientos (600) de grava.

(d) La cantidad de agua que, en vista de experimentos previos, determine el Ingeniero, que podrá asimismo alterar ligeramente las cantidades de arena y de grava, si lo considerase conveniente.

Fabricación.

Art. 47. El hormigón será fabricado á máquina, debiendo someterse previamente á la aprobación del Ingeniero el modelo escogido. Las condiciones esenciales que éste debe reunir son:

(a) Efectuar, ante todo, la mezcla íntima, primero del cemento con la arena húmeda, y después la del conjunto con la grava, húmeda también.

(b) Distribuir gradualmente la proporción de agua fijada, de modo que se reparta uniformemente en toda la masa.

(c) Dar un hormigón perfectamente batido, homogéneo, de consistencia pastosa, pero sin que resude al apisonarlo.

Transporte.

Art. 48. El hormigón se transportará á los sitios de vertido con la mayor rapidez posible y en vagonetas, cajas, etc., perfectamente limpias.

Moldes.

Art. 49. Los moldes se harán con toda la solidez necesaria para soportar, sin deformación sensible, el peso del hormigón que han de contener y el de toda la parte de obra que, subsiguientemente, se ha de ir fabricando encima, teniendo también en cuenta los esfuerzos desarrollados por la desigual repartición del material durante el vertido y los correspondientes al atacado y apisonado.

Enlaces.

Art. 50. Los enlaces de los distintos paños ó elementos que formen los moldes serán sólidos y sencillos, de manera que el montaje pueda hacerse fácilmente y de un modo progresivo, subordinándose siempre á la condición esencialísima de que el atacado del hormigón pueda realizarse perfectamente en todos los puntos de la masa.

*Superficies de
moldeo.*

Art. 51. (a) Las caras de moldeo de todos los elementos estarán bien alisadas á cepillo y con la forma geométrica, plana ó curva, que les corresponda, perfectamente labrada, sin alabeos ni garrotes. Si el Ingeniero lo juzgare conveniente, podrá exigir al contratista que dichas caras estén forradas con zinc.

(b) Cada vez que un molde ya usado se vaya á montar de nuevo, se rectificarán cuidadosamente las superficies de moldeo, corrigiendo los defectos que la humedad, la presión ú otra causa cualquiera puedan haber originado.

*Unión
con andamios
y cimbras.*

Art. 52. (a) Los moldes de los pilares estarán dispuestos de modo que se unan y relacionen con las piezas de los andamios correspondientes, formando un conjunto de gran solidez.

(b) Los moldes de los aristeros, formeros y tirantes, estarán análogamente ligados con las cimbras y andamios respectivos, y dispuestos de modo que sea fácil corregir las desviaciones de hincas de los pilares, con ligeras variaciones en la luz de los elementos respectivos.

*Disposición
de las
armaduras.*

Art. 53. (a) Las barras se enderezarán ó encorvarán previamente en frío hasta darles la forma debida.

(b) El Ingeniero determinará la distribución de las juntas, las que hayan de hacerse por solape y las que deban ser forjadas.

(c) Las juntas por solape se harán superponiendo las dos barras á que corresponda en una longitud igual á quince (15) veces el diámetro de la mayor de ellas.

(d) Las juntas forjadas se harán cortando á bisel los extremos de cada barra en una longitud igual á cinco (5) diámetros, y recalcándolos de tal modo que, después de terminada la junta, ofrezca en la longitud antedicha un aumento gradual de diámetro desde los extremos al centro, aumento que será de diez por 100 (10 por 100) sobre el diámetro de las barras.

*Colocación de
armaduras.*

Art. 54. (a) Se limpiarán cuidadosamente las barras y se presentarán dentro de los moldes, sujetándolas provisionalmente contra los mismos hasta dejarlas en la posición exacta que les corresponda.

(b) Se limpiarán y presentarán sobre las barras las pletinas ó flejes que constituyan las armaduras secundarias, previamente encorvadas, si es necesario, y se sujetarán con lazadas de alambre.

*Apisonado del
hormigón.*

Art. 55. (a) Se limpiarán y humedecerán las caras de moldeo.

(b) Se procederá entonces al vertido, principiando, dentro de cada sec-

ción, por las zonas contiguas á las armaduras, que se rellenarán por pequeñas porciones, atacando y apisonando la masa con gran esmero y en distintas direcciones, hasta asegurarse de su perfecto contacto con toda la superficie de las armaduras.

(c) Después se atacarán y comprimirán fuertemente las partes que han de formar los paramentos de la pieza, y últimamente el núcleo.

(d) El vertido se llevará por hiladas no horizontales, cambiando de una á otra su dirección, y de modo que las superficies de junta sean siempre muy irregulares.

(e) Al recomenzar el trabajo, después de una interrupción cualquiera, se limpiará con el mayor cuidado el sobrelecho del hormigón, picándolo, si fuera necesario, hasta que la superficie que ofrezca sea irregular y con desigualdades muy pronunciadas. Se humedecerán ligeramente y se atacarán con especial esmero las primeras porciones de hormigón, que serán muy pequeñas.

(f) A medida que vaya avanzando el vertido, se irán quitando los tacos de sujeción provisional de la armadura, teniendo siempre cuidado de que no se mueva ésta, y muy especial de no golpear directamente sobre ella.

Art. 56. El desmoldado no se hará hasta que haya transcurrido el plazo que para cada clase de elementos ó piezas fije el Ingeniero. Estos plazos serán como mínimo, y á contar desde la terminación del vertido y apisonado.

(a) Para los pilares, en la parte considerada como cimientó, hasta el nivel de bajamar, siete (7) días.

(b) Para el cuerpo de los pilares, aristeros, formeros y tirantes, veintidós (21) días.

(c) Para las piezas moldeadas en taller, formaletes, terceletos, losas y bolardos, tres (3) días.

Art. 57. (a) No se procederá al vertido del hormigón de los elementos de una cuadrícula, pilares, aristeros, formeros y tirantes, sin que estén montadas las cimbras y moldes de todos los elementos de la semicadrícula subsiguiente.

(b) En los puntos de encuentro de dos ó más elementos se entrecruzarán las armaduras respectivas, ligándolas fuertemente y comprimiendo el hormigón entre ellas con especial cuidado y por porciones muy pequeñas.

(c) El enlace de las piezas moldeadas en taller con los tirantes y formaletes moldeados en obra, se sujetará á las anteriores prescripciones, debiéndose previamente limpiar bien los extremos de las armaduras, picar en forma muy irregular y humedecer abundantemente, las superficies terminales de aquellas piezas.

(d) Durante el mes siguiente al día del desmolde se resguardarán del sol los elementos y piezas de la construcción, y se regarán, por lo menos, dos (2) veces al día, ó más sí, á juicio del Ingeniero, fuere conveniente para mantener la masa con la debida humedad.

Art. 58. (a) Una vez desmoldados los pilares, podrá procederse inmediatamente á su hincia. Ésta se verificará siempre mediante el empleo del aire comprimido, pudiendo utilizarse, para desmontar y vaciar fuera de la cámara los terrenos que se prestaren á ello, la acción de chorros de agua á gran presión. Nunca se podrá emplear para la bajada del macizo el procedimiento de poner bruscamente en comunicación con el aire libre la cámara de trabajo.

(b) Se tendrá especial cuidado en regularizar la hincia y en corregir las desviaciones desde el momento en que se inicien. Las tolerancias máximas admisibles serán, para el cimientó terminado, de

Dos por ciento (2 por 100) en la inclinación de una arista respecto á la vertical.

Treinta (30) centímetros en la desviación en sentido longitudinal ó transversal.

(c) Estos límites de tolerancia no podrán sumarse en ningún caso, y se

Desmolde.

Precauciones especiales.

Hincia.

aplicarán á la base ó á la terminación del cimientó, de modo que en ninguna de esas secciones sean aquéllos excedidos.

Relleno.

Art. 59. El Ingeniero reconocerá el terreno una vez llegada la hinca á la profundidad designada y autorizará el relleno de la cámara de trabajo y chimenea. El de la primera se hará al aire comprimido, macizando perfectamente todos los huecos, en especial contra las paredes del anillo cortante; se dejará obrar el aire comprimido durante tres (3) días, y contados desde la terminación, y se podrá rellenar al aire libre la chimenea.

*Cuerpo
del muelle.*

Art. 60. (a) Terminados la hinca y relleno de los pilares de ribera é interiores de una misma fila, se procederá á colocar las cimbras y moldes de la cuadrícula correspondiente y de la semicuadrícula que le sigue. La parte de molde destinada á los arranques de los arcos deberá tener sus juntas ajustadas y calafateadas para permitir el agotamiento, si, por no escorar las mareas lo necesario, fuera aquél indispensable. Se limpiará y picará cuidadosamente la superficie terminal del pilar, se ligarán las armaduras de los arcos con las del tirante y se verterá y apisonará el hormigón con la mayor rapidez y esmero hasta ganar la altura de las pleamares.

(b) Si el Ingeniero lo juzgare necesario, podrá prescribir al contratista el uso de una proporción de cemento mayor que la fijada para conseguir el más rápido fraguado de los arranques.

(c) Se proseguirá el vertido del hormigón en los arcos correspondientes á la cuadrícula completa, pero no en los arcos de la semicuadrícula subsiguiente. Al mismo tiempo se hará la unión con los arranques relativos á la fila de pilares anterior, con todas las precauciones ya enumeradas, y se continuará el moldeo de los arcos, procediendo simétricamente por ambos lados hacia la clave.

(d) El moldeo del cuerpo del pilar se llevará simultáneamente con el de los arcos.

(e) El de los tirantes se empezará al apisonar la clave de los formeros, y se llevará simétricamente á un lado y otro hasta unir con los pilares anteriormente hechos y con él en construcción.

(f) Los formales, terceletes y bolardos estarán presentados en la posición exacta que les corresponda, antes de que en los tirantes y aristeros se llegue con el vertido á la zona de empotramiento de aquéllos.

Piso.

Art. 61. (a) Desmoldada una cuadrícula, se procederá á cerrar los vanos con las losas, que se colocarán sobre los terceletes, formales y tirantes, con baño de mortero y asegurando un perfecto contacto en toda la extensión de su perímetro.

(b) A los tres (3) días de colocadas las losas, se podrá proceder al relleno de arena, que se hará humedeciéndola y apisonándola fuertemente, y después al adoquinado, que se sentará y apretará con el mayor esmero.

Terraplén.

Art. 62. (a) El relleno necesario para ligar con el terraplén de ribera se hará con los materiales que designe el Ingeniero, escogidos entre los productos de excavación de la Corta y los extraídos durante la hinca de los pilares.

(b) Se apisonará esmeradamente por tongadas de veinticinco (25) centímetros de espesor.

(c) Simultáneamente con el relleno se irá haciendo la defensa, principiando por el macizo de escollera enrasado al nivel de bajamar, que se sentará y ripiará como una mampostería ordinaria, lo mismo que el paramento del talud, terminando por el murete de contención, reservando en todos ellos las piedras de mayor volumen para los paramentos, y apisonando perfectamente todas las partes contra el terraplén.

CAPÍTULO IV

MEDICIÓN Y ABONO DE LA OBRA

Art. 63. (a) Los cimientos se abonarán por metro cúbico de macizo completamente terminado, comprendiéndose dentro del precio respectivo el coste de todos los materiales, mano de obra y medios auxiliares necesarios para la construcción del macizo, hinca, excavación, extracción y transporte de los productos, relleno de cámaras y chimeneas.

Cimientos.

(b) Este precio se aplicará á toda la parte de obra situada por bajo del nivel de bajamar.

Art. 64. (a) El cuerpo de la obra se abonará por metro cúbico completamente terminado, incluyéndose en el precio unitario el coste de todos los materiales, medios auxiliares y mano de obra.

Cuerpo.

(b) Este precio se aplicará á los pilares desde el nivel de bajamar á la coronación, á los arcos aristeros y formeros y á los tirantes.

Art. 65. (a) Se abonarán también por metro cúbico todos los demás elementos de la obra moldeados en taller, comprendiendo el precio correspondiente el coste de materiales, mano de obra y medios auxiliares necesarios para su fabricación en el taller y para su transporte, presentación y colocación definitiva en la obra.

Piso.

(b) Este precio se aplicará á los formaletes, terceletos y losas.

Art. 66. Se abonarán por unidades los bolardos y las escalas marineras, comprendiendo sus precios respectivos todos los gastos de materiales, mano de obra y medios auxiliares necesarios para dejarlos completamente terminados y colocados.

Bolardos y escalas.

Art. 67. Se abonarán por metro cúbico, entendiendo por tal el de obra completamente terminada, é incluyendo en sus precios respectivos todas las operaciones, materiales y medios auxiliares necesarios:

Accesorios.

(a) El desmante del prisma de terreno exterior á la prolongación del talud del prisma de escollera.

(b) Este prisma de escollera, el revestimiento del talud y el murete de contención del terraplén.

(c) El relleno de unión del terraplén de ribera.

(d) El relleno de arena entre las losas y el adoquinado.

Art. 68. Se abonará por metro superficial el adoquinado, incluyendo en su precio el de todos los materiales, mano de obra y accesorios necesarios para dejarlo completamente terminado.

Pavimento.

Art. 69. (a) Las obras concluidas se abonarán precisamente con arreglo á los precios designados en el Cuadro número uno del presupuesto, aplicándolos á las unidades explícitamente consignadas en los artículos anteriores.

(b) Cuando, por consecuencia de rescisión, ó por otra causa, fuere preciso valorar obras incompletas, se aplicarán los precios del Cuadro número dos, sin que pueda pretenderse la valoración de cada unidad de obra, fraccionándola en otra forma que la establecida en dicho Cuadro.

Modo de abonar las obras concluidas y las incompletas.

(c) En ningún caso tendrá derecho el contratista á reclamación alguna fundada en la insuficiencia de los precios de los Cuadros ó en omisiones del coste de alguno de los elementos que constituyen los referidos precios.

Art. 70. Si alguna obra que no esté ejecutada con estricto arreglo á las condiciones de la contrata, fuese, sin embargo, admisible, podrá ser recibida provisional y definitivamente en su caso; pero el contratista quedará obliga-

Modo de abonar las obras defectuosas,

pero aceptables.

Condiciones para fijar precios contradictorios en obras no previstas.

do á conformarse, sin derecho á reclamación de ningún género, con la rebaja que la Junta apruebe, salvo el caso en que el contratista prefiera demoler y rehacer la obra á su costa y con estricto arreglo á las condiciones de la contrata.

Art. 71. Si ocurriese algún caso excepcional ó imprevisto, en el que fuera absolutamente necesaria la designación de precio contradictorio entre la Junta y el contratista, este precio deberá fijarse con arreglo á lo establecido en las condiciones generales. La fijación del mismo habrá de hacerse precisamente antes que se ejecute la obra á que hubiera de aplicarse; pero si, por cualquier causa, dicha obra hubiera sido ejecutada sin llenar este requisito previo, el contratista quedará obligado á conformarse con el precio que para la misma señale la Junta.

Relaciones valoradas mensuales.

Art. 72. El Ingeniero formará, antes del día quince (15) de cada mes, una relación valorada de las obras ejecutadas en el anterior, con sujeción al Cuadro número dos de precios elementales del presupuesto. El contratista, que podrá presenciar las operaciones preliminares para extender esta relación, tendrá un plazo de diez (10) días para examinarla, y dentro de él deberá consignar su conformidad ó hacer, en caso contrario, la reclamación que considere conveniente.

Resoluciones respecto de las reclamaciones del contratista.

Art. 73. (a) El Ingeniero transmitirá á la Junta, dentro de un plazo de diez (10) días, las relaciones valoradas de que trata el artículo anterior, con las reclamaciones que hubiese hecho el contratista y acompañando su informe acerca de éstas. La Junta aceptará ó desechará la no conformidad ó reclamaciones que en aquéllas hubiese.

(b) El contratista podrá reclamar ante la Dirección general de Obras públicas contra la resolución de la Junta.

CAPÍTULO V

DISPOSICIONES GENERALES

Plazo de garantía.

Art. 74. El plazo de garantía será de un (1) año, durante cuyo período serán de cuenta del contratista todas las obras de conservación y reparación que sean necesarias en el muelle y sus accesorios.

Orden y plazo de ejecución de las obras.

Art. 75. (a) El contratista dará principio á las obras dentro de los dos (2) meses siguientes al día en que se le comunique la adjudicación y aprobación por el Ministerio de Obras públicas.

(b) Deberá quedar terminada toda la obra en un plazo de treinta y dos (32) meses, contados á partir de la misma fecha.

Obligaciones generales de la contrata.

Art. 76. Es obligación del contratista ejecutar cuanto sea necesario para la buena marcha, orden y terminación de la obra contratada, aunque no se halle expresamente estipulado en estas condiciones, siempre que, sin separarse de su espíritu y recta interpretación, la disponga por escrito el Ingeniero.

Recepción provisional.

Art. 77. Se avisará á la Dirección general de Obras públicas, treinta (30) días, á lo menos, antes de concluirse la obra, la proximidad de la terminación de la misma. Si en este intervalo no hubiera resuelto la Dirección qué Ingeniero ha de verificar la recepción provisional, se entenderá autorizado para hacerla el

Ingeniero Jefe de la provincia, cumpliendo, por lo demás, con cuanto acerca de estos actos se prescribe en el Reglamento orgánico de la Junta de Obras.

Art. 78. Una vez terminado el plazo de garantía, y hallándose la obra con sujeción á todas las condiciones estipuladas, se procederá á la recepción definitiva, bajo la misma forma y principios establecidos en el artículo anterior para la recepción provisional de la misma.

*Recepción
definitiva.*

Sevilla 31 de Octubre de 1901.

El Ingeniero autor del proyecto,

Juan M. de Lanza.

OBRAS PÚBLICAS

RÍA DEL GUADALQUIVIR Y PUERTO DE SEVILLA

OBRAS PÚBLICAS

RÍA DEL GUADALQUIVIR Y PUERTO DE SEVILLA

PROYECTO
DE
MUELLE

EN LA CORTA DE TABLADA

DOCUMENTO NÚM. 4.

PRESUPUESTO

	IMPORTE TOTAL	
	Pesetas	Cts.
Ejecución material de las obras.	1.083,323	59
Presupuesto de contrata.	1.245,822	12

PRESUPUESTOS

CAPÍTULO I

CUADRO DE PRECIOS

Cuadro número 1

Precios que se asignan á las unidades de obra de este proyecto.

ADVERTENCIA

Los precios designados en letra en este cuadro, con la rebaja que resulte de la subasta, son los que sirven de base al contrato; y, conforme á lo prescripto en el artículo 42 de las condiciones generales, el contratista no puede reclamar que se introduzca modificación alguna en ellos bajo ningún pretexto de error ú omisión.

Número de orden	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	PRECIOS EN LETRA	Precios en cifras
			Pesetas.
(1)	Metro cúbico de excavación ó de dragado para cimientos.	Setenta y cinco céntimos de peseta.	0,75
(2)	Metro cúbico de relleno ó terraplén, con arena, grava ó cantos rodados.	Setenta y cinco céntimos de peseta.	0,75
(3)	Metro cúbico de arena ó de grava, lavada y cribada, al pie de obra.	Una peseta.	1,00
(4)	Tonelada de cemento de fraguado lento al pie de obra.	Sesenta y tres pesetas.	63,00
(5)	Tonelada de acero laminado, en barras de 40 ó más milímetros de diámetro, al pie de obra.	Doscientas cincuenta pesetas.	250,00
(6)	Tonelada de acero laminado en barras, de diámetro inferior á 40 milímetros, al pie de obra.	Trescientas pesetas.	300,00
(7)	Tonelada de acero laminado en pletinas ó flejes, al pie de obra.	Cuatrocientas pesetas.	400,00
(8)	Metro cúbico de hormigón armado en cimientos hechos al aire comprimido, incluso la hinca, extracción y transporte de los desmontes.	Ochenta y cinco pesetas.	85,00
(9)	Metro cúbico de hormigón armado moldeado en obra.	Noventa y ocho pesetas.	98,00
(10)	Metro cúbico de hormigón armado moldeado en taller y colocado en obra.	Ochenta pesetas.	80,00
(11)	Un bolardo de hormigón armado puesto en obra.	Cien pesetas.	100,00

Número de orden.	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	PRECIOS EN LETRA	Precios en cifras Pesetas.
(12)	Una escala marinera puesta en obra.	Trescientas cincuenta pesetas.	350,00
(13)	Metro cuadrado de adoquinado de granito.	Siete pesetas.	7,00

Sevilla 31 de Octubre de 1901.

El Ingeniero autor del proyecto,

J. M. de Lanza.

Cuadro número 2

Detalles de los precios del Cuadro número 1.

ADVERTENCIA

Conforme á lo dispuesto en el artículo 42 del pliego de condiciones generales, el contratista no puede, bajo ningún pretexto de error ú omisión en estos detalles, reclamar modificación alguna en los precios señalados en letra en el cuadro número 1, los cuales son los que sirven de base á la adjudicación, y los únicos aplicables á los trabajos contratados, con la baja correspondiente, según la mejora que se hubiese obtenido en la subasta.

Los precios del presente cuadro se aplicarán con la misma baja correspondiente, única y exclusivamente en los casos que sea preciso abonar obras incompletas, cuando, por rescisión ú otra causa, no lleguen á terminarse las contratadas, ó éstas sean parciales de acopio de materiales sin su empleo en obra.

		Pesetas.	Cts.
(1)	Metro cúbico de excavación ó de dragado para cimientos.		
	No admite descomposición.	0	75
(2)	Metro cúbico de relleno ó terraplén con arena, grava ó cantos rodados.		
	No admite descomposición.	0	75
(3)	Metro cúbico de arena ó de grava, lavada y cribada, al pie de obra.		
	No admite descomposición.	1	00
(4)	Tonelada de cemento de fraguado lento al pie de obra.		
	No admite descomposición.	63	00
(5)	Tonelada de acero laminado en barras de 40 ó más milímetros de diámetro, al pie de obra.		
	No admite descomposición.	250	00

		Pesetas.	Cts.
(6)	Tonelada de acero laminado en barras, de diámetro inferior á 40 milímetros, al pie de obra.		
	No admite descomposición.	300	00
(7)	Tonelada de acero laminado en pletinas y flejes, al pie de obra.		
	No admite descomposición.	400	00
(8)	Metro cúbico de hormigón armado en cimientos hechos al aire comprimido, incluso la hinca, extracción y transporte de los desmontes.		
HORMIGÓN.	{ 0,60 metros cúbicos de arena lavada.	0,60	22 00
	{ 0,60 » » de grava »	0,60	
ESQUELETO.	{ 300 kilogramos de cemento.	18,90	30 00
	{ Confección, agua y transporte á los moldes.	1,90	
MOLDEO.	{ 110 kilogramos de acero en armaduras.	27,50	4 50
	{ Confección de armaduras.	2,50	
HINCA.	{ Moldes, incluso montaje y desmonte.	3,00	28 50
	{ Vertido y apisonado del hormigón.	1,50	
	{ Gastos generales de instalación.	17,50	
	{ Suministro de aire comprimido.	3,00	
	{ Excavación y carga del desmonte.	4,00	
	{ Ascenso y descenso del mismo.	2,00	
	{ Transporte y vaciado.	1,00	
	{ Relleno de cámaras y chimeneas.	1,00	
	TOTAL POR METRO CÚBICO.	85	00
(9)	Metro cúbico de hormigón armado moldeado en obra.		
HORMIGÓN.	Un metro cúbico.	22	00
ESQUELETO.	{ 235 kilogramos de acero en armaduras.	58,75	65 00
	{ Confección de las mismas.	6,25	
MOLDEO.	{ Moldes y cimbras, incluso montaje y desmonte.	8,50	11 00
	{ Vertido y apisonado del hormigón.	2,50	
	TOTAL POR METRO CÚBICO.	98	00
(10)	Metro cúbico de hormigón armado, moldeado en taller y colocado en obra.		
HORMIGÓN.	Un metro cúbico.	22	00
ESQUELETO.	{ 135 kilogramos de acero en armaduras.	45,90	53 40
	{ Confección de las mismas.	7,50	
MOLDEO.	{ Moldes.	0,50	1 10
	{ Vertido y apisonado.	0,60	
	SUMA Y SIGUE.	76	50

		Pesetas.	Cts.
SUMA ANTERIOR.		76	50
COLOCACIÓN. {	Carga y transporte á la obra. 1,00	3	50
	Descarga, colocación y resto de obra. 2,50		
TOTAL POR METRO CÚBICO.		80	00
(11)	Un bolardo de hormigón armado puesto en obra.		
	No admite descomposición.	100	00
(12)	Una escala marinera puesta en obra.		
	No admite descomposición.	350	00
(13)	Metro cuadrado de adoquinado de granito.		
	Valor al pie de obra.	5	50
	Colocación y resto de obra.	1	50
TOTAL.		7	00

PRESUPUESTOS

CAPÍTULO III

PRESUPUESTO GENERAL

PRESUPUESTO

de ejecución material del muelle de la Corta de Tablada.

		IMPORTES	
		PESETAS	OTS.
4.297,50	metros cúbicos de hormigón armado en ci- mientos al aire comprimido, á 85,00 pese- tas el metro cúbico.	365.287	50
4.250,25	metros cúbicos de hormigón armado, moldeado en obra, á 98,00 pesetas el id., id. .	416.524	50
2.148,65	metros cúbicos de hormigón armado, moldeado en taller y colocado en obra, á 80,00 pese- tas el id., id.	171.892	00
35	bolardos de hormigón armado, á 100 pesetas uno.	3.500	00
4	escalas marinerías, á 350,00 pesetas una. . .	1.400	00
1.217,0250	metros cúbicos de relleno de arena, á 0,75 pe- setas el metro cúbico.	912	77
6.085,1250	metros cuadrados de adoquinado, á 7,00 pese- tas el metro cuadrado.. . . .	42.595	88
20.109,3750	metros cúbicos de terraplén, á 0,75 pesetas uno.	15.082	03
5.104,6875	id., id., de revestido de escollera, á 10,00 pe- setas uno.	51.046	88
20.109,3750	metros cúbicos de excavación, á 0,75 pesetas uno.	15.082	03
TOTAL.		1.083.323	59

Asciende este presupuesto á las figuradas un millón ochenta y tres mil trescientas veintitres pesetas cincuenta y nueve céntimos.

Sevilla 31 de Octubre de 1901.

El Ingeniero autor del proyecto,

J. M. de Lufa.

PRESUPUESTO DE CONTRATA

del Muelle de la Corta de Tablada.

	IMPORTES	
	PESETAS	CTS.
Ejecución material de las obras.	1.083,323	59
Imprevistos, 1 por 100. 10.833,24		
Gastos de Dirección y Administración, 5 por 100. 54.166,17	162.498	53
Beneficio industrial (comprendido el 3 por 100 por el interés del dinero adelantado, 9 por 100). 97.499,12		
TOTAL.	1.245.822	12

Asciende este presupuesto á las figuradas *un millón doscientas cuarenta y cinco mil ochocientas veintidós pesetas doce céntimos*

Sevilla 31 de Octubre de 1901.

El Ingeniero autor del proyecto,

J. M. de Lanza.



UNIVERSIDAD DE SEVILLA



600055913

ESCUELA TÉCNICA DE PERITOS INDUSTRIALES
DE SEVILLA

ESTANTE 8

TABLA 4

NÚMERO 1444

